

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**MÉTODO DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS: APLICAÇÃO DOS CONCEITOS DE ENERGIA DO
ENSAIO SPT**

Bianca de Oliveira Lobo
Engenheira Civil

Dissertação para obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA

Porto Alegre
2005

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**MÉTODO DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS: APLICAÇÃO DOS CONCEITOS DE ENERGIA DO
ENSAIO SPT**

Bianca de Oliveira Lobo
Engenheira Civil

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia na modalidade Acadêmico.

Área de Concentração: **Geotecnia**

Porto Alegre

2005

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo orientador, co-orientador e pela Banca examinadora do Curso de Pós-Graduação.

Prof. Fernando Schnaid, Ph. D. Oxford University, Reino Unido
Orientador

Prof. Edgar Odebrecht, Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS
Co-orientador

Prof. Fernando Schnaid, Ph. D., Oxford University, Reino Unido
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Banca Examinadora:

Prof. Jarbas Milititsky, Ph. D. Surrey, Reino Unido

Prof. Nilo César Consoli, Ph. D. Concórdia University, Canadá

Prof. Marcelo Maia Rocha, Dr. Tecn. Universität Innsbruck

Porto Alegre, julho de 2005

À minha mãe Vera Lúcia e aos meus avós Alceu e Geni, a quem devo tudo na vida.

AGRADECIMENTOS

À família, em especial à minha mãe Vera, meu padrasto Milton, meu pai César, à madrinha Margarete e avós Alceu e Geni pelo carinho, confiança e apoio incondicional sempre ofertados na minha vida.

Ao Prof. Fernando Schnaid por sua dedicação, amizade, interesse e conhecimentos transmitidos sempre constantes no desenvolvimento desta dissertação. A sua brilhante orientação possibilitou-me, sem dúvida, um significativo amadurecimento profissional no decorrer deste trabalho.

Ao Prof. Edgar Odebrecht pelo estímulo, incentivo e colaboração sempre presentes, sem os quais esta dissertação não seria possível.

Ao Prof. Marcelo Rocha pela valiosa colaboração e interesse sempre demonstrados.

Aos Engenheiros Adalberto Amaral, José Carlos do Amaral e Jarbas Milititsk pela colaboração na formação do banco de dados desta pesquisa.

À Vinícius Kremer pelo amor, carinho e amizade sempre presentes.

Às amigas Lidiane e Jucélia pela ajuda, paciência e companheirismo fundamentais no desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas do PPGEC-UFRGS, em especial ao Álvaro Pereira, Francisco Dalla Rosa e Marlon Moura pelas muitas horas compartilhadas de estudo, pelo companheirismo, pelas críticas e amizade sempre presente.

Ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – *PPGEC-UFRGS* pela oportunidade de realizar este curso de Mestrado.

À CAPES pelo auxílio proporcionado com a bolsa de estudos que possibilitou minha total dedicação aos estudos.

À todos que de alguma forma participaram da realização deste trabalho.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	1
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	5
2.2.1 Métodos racionais ou teóricos.....	5
2.2.2 Métodos semi-empíricos.....	7
2.2.2.1 Método de Aoki & Velloso (1975).....	8
2.2.2.2 Método de Décourt & Quaresma (1978).....	10
2.3 EXECUÇÃO DO ENSAIO SPT.....	11
2.4 CONCEITOS DE ENERGIA DO ENSAIO SPT.....	13
2.4.1 Análise Teórica.....	14
2.4.2 Eficiência do ensaio SPT.....	21
2.5 COMENTÁRIOS FINAIS.....	30

3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS: MÉTODO PROPOSTO

3.1 INTRODUÇÃO.....	32
3.2 HIPÓTESES ASSUMIDAS.....	32
3.3 RESISTÊNCIAS UNTÁRIAS MOBILIZADAS PELO AMOSTRADOR SPT.....	34
3.4 ANÁLISE MODELO x PROTÓTIPO.....	37
3.5 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	40

4 BANCO DE DADOS

4.1 INTRODUÇÃO.....	42
4.2 DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA.....	43
4.2.1 Critério de ruptura da Norma Brasileira – NBR 6122.....	43
4.2.2 Método de Van der Veen (1953).....	45
4.3 APRESENTAÇÃO DO BANCO DE DADOS.....	46

5 ANÁLISE ESTATÍSTICA	
5.1 INTRODUÇÃO.....	56
5.2 REGRESSÃO LINEAR.....	56
5.2.1 Resultados da regressão.....	59
5.2.2 Determinação dos coeficientes α e β.....	63
5.3 INTERVALO DE CONFIANÇA.....	64
5.3.1 Estacas cravadas pré-moldadas.....	66
5.3.2 Estacas cravadas metálicas.....	68
5.3.3 Estacas hélice contínua.....	72
5.3.4 Estacas escavadas.....	74
6 DISCUÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA	
6.1 INTRODUÇÃO.....	78
6.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	78
6.2.1 Estacas cravadas pré-moldadas.....	81
6.2.2 Estacas cravadas metálicas.....	82
6.2.3 Estacas hélice contínua.....	84
6.2.4 Estacas escavadas.....	86
6.3 COMPARAÇÃO COM MÉTODOS TRADICIONAIS.....	89
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	
7.1 CONCLUSÕES.....	92
7.2.1 Quanto às hipóteses assumidas.....	92
7.2.2 Quanto ao intervalo de confiança.....	94
7.2.3 Quanto aos resultados.....	94
7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	94
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	95
ANEXO I.....	102
ANEXO II.....	103
ANEXO III.....	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972).....	6
Figura 2.2 - Esquema de execução do ensaio SPT (Schnaid, 2000).....	12
Figura 2.3 – Amostrador padrão do ensaio SPT (NBR 6484/2001).....	12
Figura 2.4 – Estágios de cravação do amostrador no solo (Odebrecht, 2003).....	14
Figura 2.5 – Comparação entre energia cinética T_A e energia de deformação V_A (Aoki & Cintra, 2004).....	21
Figura 2.6 – Sinal Típico de uma haste longa (35,80 m) – Odebrecht, 2003.....	24
Figura 2.7 – Energia <i>versus</i> penetração (Odebrecht, 2003).....	26
Figura 2.8 – Eficiência η_i em função do comprimento da haste (Odebrecht 2003).....	27
Figura 2.9 – Energia <i>versus</i> Penetração – Haste 5,80m (Odebrecht, 2003).....	28
Figura 2.10 – Energia <i>versus</i> Penetração – Haste 11,80m (Odebrecht, 2003).....	28
Figura 2.11 – Energia <i>versus</i> Penetração – Haste 18,80m (Odebrecht, 2003).....	29
Figura 2.12 – Energia <i>versus</i> Penetração – Haste 35,80m (Odebrecht, 2003).....	29
Figura 2.13 – Erro na estimativa da energia entregue ao solo <i>versus</i> comprimento da haste e penetração (Odebrecht, 2003).....	30
Figura 3.1 – Estaca submetida à carga de ruptura (Vésic, 1972).....	33
Figura 3.2 – Hipóteses adotadas na separação da força dinâmica mobilizada pelo amostrador SPT	36
Figura 3.3 – Porcentagem de resistência de ponta mobilizada pela cravação do amostrador SPT em solos arenosos.....	37
Figura 3.4 – Razão de resistências laterais <i>versus</i> diâmetros.....	38
Figura 3.5 – Razão de resistências laterais <i>versus</i> razão de comprimentos.....	39
Figura 3.6 – Razão de resistências de ponta <i>versus</i> diâmetros.....	39
Figura 4.1 – Localização das provas de carga que formam o banco de dados.....	42
Figura 4.2 – Carga de ruptura conforme a NBR 6122/96.....	44
Figura 5.1 – Regressão linear com variância não constante (Ang & Tang, 1975).....	59
Figura 5.2 – Curva carga-recalque da estaca C 66 (seção: 16x16).....	66
Figura 5.3 – Curva carga-recalque da estaca C 68 (seção: 18x18).....	67
Figura 5.4 – Curva carga-recalque da estaca C 69 (seção: 23x23).....	67

Figura 5.5 – Carga estimada e medida em função da seção transversal da estaca (C 66, 68 e 69)	68
Figura 5.6 – Curva carga recalque da estaca M 12 (diâmetro 14,1 cm).....	69
Figura 5.7 – Curva carga recalque da estaca M 13 (diâmetro 14,1 cm).....	69
Figura 5.8 – Curva carga recalque da estaca M 14 (diâmetro 16,8 cm).....	69
Figura 5.9 – Curva carga recalque da estaca M 15 (diâmetro 21,9 cm).....	70
Figura 5.10 – Curva carga recalque da estaca M16 (diâmetro 21,9 cm).....	70
Figura 5.11 – Carga estimada e carga medida em função do diâmetro da estaca (M 12, 13, 14, 15 e 16)	71
Figura 5.12 – Curva carga-recalque da estaca H 39 (diâmetro 35 cm).....	72
Figura 5.13 – Curva carga-recalque da estaca H 40 (diâmetro 50 cm).....	72
Figura 5.14 – Curva carga-recalque da estaca H 36 (diâmetro 60 cm).....	73
Figura 5.15 – Carga estimada e carga medida em função do diâmetro da estaca (H 40, 41 e 36).....	74
Figura 5.16 – Curva carga-recalque da estaca E 54 (L = 6 m).....	74
Figura 5.17 – Curva carga-recalque da estaca E 56 (L = 18,5 m).....	75
Figura 5.18 – Curva carga-recalque da estaca E 55 (L = 22,6 m).....	75
Figura 5.19 – Curva carga-recalque da estaca E 53 (L = 26,8 m).....	75
Figura 5.20 – Carga estimada e carga medida em função do comprimento da estaca (E 54, 56, 55 e 53)	77
Figura 6.1 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – estacas cravadas pré-moldadas.....	81
Figura 6.2 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida <i>versus</i> carga de ponta prevista – estacas cravadas pré-moldadas	81
Figura 6.3 – Diagrama de dispersão: carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – estacas cravadas pré-moldadas.....	82
Figura 6.4 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – estacas cravadas metálicas.....	83
Figura 6.5 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida <i>versus</i> carga de ponta prevista – estacas cravadas metálicas.....	83
Figura 6.6 – Diagrama de dispersão: carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – estacas cravadas metálicas.....	84

Figura 6.7 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – estacas hélice contínua.....	85
Figura 6.8 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida <i>versus</i> carga de ponta prevista – estacas hélice contínua.....	85
Figura 6.9 – Diagrama de dispersão: carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – estacas hélice contínua.....	86
Figura 6.10 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – estacas escavadas.....	87
Figura 6.11 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida <i>versus</i> carga de ponta prevista – estacas escavadas.....	87
Figura 6.12 – Diagrama de dispersão: carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – estacas escavadas.....	88
Figura 6.13 – Comparação entre métodos - estacas cravadas.....	89
Figura 6.14 – Comparação entre métodos - estacas hélice contínua.....	89
Figura 6.15 – Comparação entre métodos - estacas escavadas.....	90
Figura 6.16 – Comparação entre métodos – banco de dados UFRGS.....	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de F1 e F2 (Método de Aoki-Velloso).....	9
Tabela 2.2 – Valores de k e α (Método de Aoki-Velloso).....	9
Tabela 2.3 – Valores atribuídos a K (Décourt & Quaresma, 1978).....	10
Tabela 2.4 – Valores atribuídos ao coeficiente α (Quaresma <i>et al</i> , 1996).....	11
Tabela 2.5 – Valores atribuídos ao coeficiente β (Quaresma <i>et al</i> , 1996).....	11
Tabela 2.6 – Relação de energia $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$ para furo de sondagem seco.....	17
Tabela 2.7 – Relação de energia $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$ para furo de sondagem submerso.....	18
Tabela 2.8 – Comparação da eficiência do ensaio dinâmico e estático (Aoki & Cintra, 2004).....	22
Tabela 4.1 – Provas de carga à compressão – estacas cravadas metálicas.....	47
Tabela 4.2 – Provas de carga à compressão – estacas cravadas pré-moldadas.....	47
Tabela 4.3 – Provas de carga à compressão – estacas hélice contínua.....	50
Tabela 4.4 – Provas de carga à compressão – estacas escavadas.....	52
Tabela 4.5 – Provas de carga à tração – estacas cravadas pré-moldadas.....	54
Tabela 4.6 – Provas de carga à tração – estacas hélice contínua.....	54
Tabela 4.7 – Provas de carga à tração – estacas escavadas.....	55
Tabela 5.1 – Regressão linear parcial, com $Var\{Y x\} = sx^{0,5}$	60
Tabela 5.2 – Regressão linear global, com $Var\{Y x\} = sx^{0,5}$	61
Tabela 5.3 – Valores de α e β	63
Tabela 5.4 – Valores de N_{spt} para o perfil geotécnico das estacas C 66, 68 e 69.....	67
Tabela 5.5 – Valores de N_{spt} para o perfil geotécnico das estacas M 12, 13, 14, 15 e 16.....	70
Tabela 5.6 – Valores de N_{spt} para o perfil geotécnico das estacas H 40, 41 e 36.....	73
Tabela 5.7 – Valores de N_{spt} para o perfil geotécnico das estacas E 54, 56, 55 e 53.....	76
Tabela 6.1 – Planilha de cálculo.....	80

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

- $\Delta EPG_{m+h}^{sistema}$: Energia potencial gravitacional do sistema (massa + haste);
- $E\{Y | x\}$: Curva de regressão linear;
- $Var\{Y | x\}$: Variância de Y em relação à x;
- $\Delta\rho$: Penetração do amostrador no solo;
- η_1 : Eficiência devido ao golpe do martelo;
- η_2 : Eficiência devido ao comprimento da haste;
- η_3 : Eficiência do ensaio SPT devido ao sistema;
- a : Coeficiente que depende da estaca e natureza do solo – Método de Van der Veen, 1953;
- a : Intercepto da reta de regressão linear;
- ABNT : Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- a_l : Área lateral do amostrador;
- A_p : Área de ponta da estaca;
- a_p : Área da base do amostrador;
- b : Ponto inserção da reta procurada – Método de Van der Veen, 1953;
- b : Declividade da reta de regressão linear;
- b_L : Declividade da reta resultante da regressão linear – carga lateral;
- b_p : Declividade da reta resultante da regressão linear – carga de ponta;
- b_u : Declividade da reta resultante da regressão linear – carga total;
- c : Coesão;
- c_a : Aderência entre a estaca e o solo;
- CN : Provas de carga em estacas cravadas pré-moldadas que atingiram cargas inferiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
- CQ : Provas de carga em estacas cravadas pré-moldadas que atingiram cargas superiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
- CR : Provas de carga em estacas cravadas pré-moldadas que atingiram a ruptura segundo a NBR 6122/96;
- d : Diâmetro do amostrador;
- D : Diâmetro do círculo circunscrito à estaca;

- E : Módulo de elasticidade do material da estaca;
- e : Constante neperiana;
- E* : Energia potencial gravitacional teórica, segundo NBR 6484;
- EM : Provas de carga em estacas escavadas que atingiram cargas inferiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
- EPG_m : Energia potencial gravitacional do martelo;
- EPG_m : Energia potencial gravitacional da haste;
- EQ : Provas de carga em estacas escavadas que atingiram cargas superiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
- ER : Provas de carga em estacas escavadas que atingiram a ruptura segundo a NBR 6122/96;
- F1 : Coeficiente de correção da resistência de ponta – Velloso *et al* 1978;
- F2 : Coeficiente de correção da resistência lateral – Velloso *et al* 1978;
- F_d : Força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador;
- F_{d,l} : Força dinâmica lateral mobilizada pelo amostrador;
- F_{d,p} : Força dinâmica de ponta mobilizada pelo amostrador;
- g : Aceleração da gravidade ($g = 980,6 \text{ cm/s}^2$);
- g(x) : Função pré-determinada que representa a dependência da variância do valor de x;
- h : Altura de queda do martelo;
- HN : Provas de carga em estacas hélice contínua que atingiram cargas inferiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
- HQ : Provas de carga em estacas hélice contínua que atingiram cargas superiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
- HR : Provas de carga em estacas hélice contínua que atingiram a ruptura segundo a NBR 6122/96;
- IC : Intervalo de confiança;
- Ir : Índice de rigidez;
- k : Coeficiente de conversão – Método de Aoki & Velloso, 1975;
- K : Coeficiente de conversão – Método de Décourt & Quaresma, 1978;
- K_o : Coeficiente de empuxo ao repouso;
- K_p : Coeficiente de empuxo passivo;
- l : Comprimento de hastes;

L : Comprimento da estaca;
 M_h : Massa da haste;
 M_m : Massa do Martelo;
 MN : Provas de carga em estacas cravadas metálicas que atingiram cargas inferiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
 MQ : Provas de carga em estacas cravadas metálicas que atingiram cargas superiores à 90% da carga de ruptura segundo a NBR 6122/96;
 MR : Provas de carga em estacas cravadas metálicas que atingiram a ruptura segundo a NBR 6122/96;
 n : Número de casos da regressão;
 N_σ : Coeficiente de capacidade de carga;
 N_c : Coeficiente de capacidade de carga;
 N_m : Valor médio de N_{spt} ao longo do fuste;
 N_p : Valor médio de N_{spt} ao longo da ponta;
 N_{spt} : Número de golpes necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador SPT;
 Pr : Tensão de ajuste – Método de Van der Veen, 1953;
 Q_L : Parcela de carga por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;
 $Q_{l\text{ rup}}$: Carga lateral de ruptura do solo que dá suporte à estaca;
 q_p : Resistência de ponta da estaca;
 Q_p : Parcela de carga devido à ponta da estaca;
 $Q_{p\text{ rup}}$: Carga de ponta de ruptura do solo que dá suporte à estaca;
 $q_{p, spt}$: Resistência de ponta mobilizada pelo amostrador SPT;
 Q_u : Carga de ruptura do solo que dá suporte à estaca;
 $Q_{u\text{ rup}}$: Carga de ruptura convencional – NBR 6122/96;
 r : Recalque;
 S : Seção transversal da estaca;
 s : Coeficiente de ajuste;
 S : Erro quadrático associado à regressão;
 s_L : Coeficiente resultante da regressão linear – carga lateral;
 s_p : Coeficiente resultante da regressão linear – carga de ponta;
 SPT : Standard Penetration Test;

S_u : Resistência não drenada da argila;
 s_u : Coeficiente resultante da regressão linear – carga total;
 t : Tempo;
 T : Energia cinética
 T_A : Energia cinética medida no ensaio dinâmico;
 U : Perímetro da estaca;
 V : Energia potencial
 V_A : Energia de deformação medida na prova de carga estática;
 W : Peso próprio da estaca;
 w : Peso atribuído aos pontos da regressão linear;
 W^*_A : Trabalho dinâmico;
 W_A : Trabalho estático;
 W_{nc} : Trabalho efetuado por forças não conservativas;
 W_s : Trabalho efetuado por forças não conservativas na ponta do amostrador;
 x : Variável dependente da regressão linear;
 Y : Variável independente da regressão linear;
 α : Fator de conversão – Método de Aoki & Velloso, 1975;
 α : Fator de conversão –Quaresma *et al*, 1996;
 α : Coeficiente de consideração do tipo de estaca da carga lateral – Método Proposto;
 β : Coeficiente de consideração do tipo de estaca da carga de ponta – Método Proposto;
 β : Fator de conversão – Quaresma *et al*, 1996;
 δ : Ângulo de atrito entre a estaca e o solo;
 δ : Variação;
 Δ : Erro associada à regressão linear;
 ΔL : Segmento de estaca;
 Δr : Recalque de ruptura convencional – NBR 6122/96;
 η : Eficiência estática;
 η^* : Eficiência dinâmica;
 σ : Desvio padrão;
 σ'_h : Tensão efetiva horizontal;

- σ'_v : Tensão efetiva vertical;
- σ'_v : Tensão efetiva vertical;
- τ_l : Atrito lateral unitário;
- $\tau_{l,spt}$: Resistência unitária mobilizada pelo amostrador SPT;
- φ : Ângulo de atrito interno do solo;

RESUMO

A previsão da capacidade de carga de estacas constitui-se um dos desafios da engenharia de fundações por requerer, na teoria, a estimativa de propriedades do solo, suas alterações pela execução da fundação e o conhecimento do mecanismo de interação solo-estaca. Devido à dificuldade de reproduzir analítica e numericamente o mecanismo de interação solo-estaca, a prática brasileira faz uso correlações empíricas, relacionando diretamente os resultados do ensaio SPT com o desempenho do elemento de fundação. Apesar da grande contribuição dos métodos tradicionalmente utilizados, a sua validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento. Com o objetivo de incorporar à engenharia de fundações brasileira um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas, obtido diretamente a partir de ensaios SPT, desenvolveu-se nesta pesquisa uma metodologia baseada na interpretação do ensaio SPT sugerida por Odebrecht (2003). À luz desta nova interpretação, utiliza-se a força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador SPT para estimar a capacidade de carga de estacas, relacionando os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador (modelo) com os da estaca (protótipo). No intuito de validar a metodologia proposta, organizou-se neste trabalho, um expressivo banco de dados compostos por 325 provas de carga à compressão e 43 provas de carga à tração, executadas em diferentes regiões do país. Das provas de carga à compressão, 132 casos são de estacas cravadas pré-moldadas de concreto, 28 de estacas metálicas, 95 de estacas hélice contínua e 70 casos de estacas escavadas. Já nas provas de carga à tração, 3 casos são de estacas cravadas pré-moldadas, 31 de estacas hélice contínua e 9 casos de estacas escavadas. Conclui-se a partir de análises comparativas entre cargas previstas e medidas que o método proposto é capaz de prever de forma satisfatória a capacidade de carga de estacas. Uma análise estatística dos dados possibilitou atribuir à estimativa de capacidade de carga, um intervalo de confiança das previsões, baseado na confiabilidade requerida para o projeto.

ABSTRACT

The prediction of pile bearing capacity is one of the main challenges in foundation design problems, because in theory it requires the interaction mechanism to be understood and soil properties to be estimated. Due to difficulties in reproducing analytically and numerically the soil-pile interaction mechanism, Brazilian practice makes use empirical approaches by correlating directly the results of SPT tests with the performance of pile foundation elements. Despite the great contribution of these semi-empirical methods, their validity are limited to regional standards, as well as the database use when establishing these correlations. With the aim of incorporating to Brazilian standards a new design method for predicting pile bearing capacity directly from SPT tests, an approach based on energy concepts from SPT penetration was developed following early work from Odebrecht (2003). On the light of this new interpretation method, a dynamic force transmitted to the soil during SPT driving (model) is transformed into the pile ultimate bearing capacity (prototype). In attempting to validate the proposed methodology, a database comprising 325 load tests under compression and 43 tests under traction was organized. This database summarizes the experience of tests carried out in different regions around Brazil. Compression load tests are distributed as follows: 132 tests on pre-cast concrete piles, 28 metallic piles, 95 continuous hollow auger piles and 70 bored piles. Traction load tests correspond to 3 cases on pre-cast concrete piles, 31 on continuous hollow auger piles and 9 cases on bored piles. From a comparative analyses between measured and predicted ultimate loads it is possible to conclude that the new method is potentially suitable for foundation design. Reliability-based techniques were introduced in the analysis with the objective of providing a complement to the previously described deterministic analysis. A statistical treatment of the data has revealed the prediction of confidence interval, that can produce sounding engineering judgment when combined to recommended factors of safety.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem por objetivo desenvolver um método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado em resultados de ensaios SPT. O método proposto tem suas equações desenvolvidas a partir de conceitos físicos, utilizando uma nova interpretação do ensaio, sugerida por Odebrecht, 2003, na qual é calculada uma força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador.

À luz desta nova interpretação, o método proposto utiliza a força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador SPT para estimar a capacidade de carga de estacas, relacionando os mecanismos de mobilização de resistência unitária do amostrador com os mecanismos da estaca.

Na presente pesquisa buscou-se na literatura ensaios de prova de carga estática, executados em diversas regiões no Brasil, no intuito de formar um expressivo banco de dados que comprove a validade do método proposto.

1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A prática brasileira de projetos de fundações está intimamente relacionada com ensaios SPT. Milititsky (1986) expressa a engenharia de fundações brasileira como sendo a “Geotecnia do ensaio SPT”. Com isto, difundiu-se no Brasil a prática de relacionar resultados deste ensaio diretamente com a capacidade de carga de estacas.

Os métodos tradicionalmente empregados, na prática brasileira, baseiam-se em correlações estatísticas entre medidas de N_{spt} e a capacidade de carga de estacas. Embora estes métodos constituírem-se em ferramentas valiosas à engenharia de fundações, é importante reconhecer que, devido a sua natureza estatística, a validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (Schnaid, 2000). Deste modo, observa-se a necessidade de incorporar à

engenharia de fundações brasileira um método racional de análise baseado nos conceitos de energia para a previsão de capacidade de carga de estacas obtido diretamente a partir de resultados de ensaios SPT.

Face às necessidades citadas, desenvolveu-se nesta pesquisa um método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado em uma nova interpretação do ensaio SPT sugerida por Odebrecht (2003). O método proposto baseia-se em análises comparativas das resistências unitárias mobilizadas entre o amostrador SPT durante a sua cravação (modelo) com as resistências unitárias mobilizadas pela estaca (protótipo).

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho foi dividido em sete Capítulos e três Anexos. No Capítulo 1, faz-se uma referencia geral ao trabalho, evidenciando os objetivos e a justificativa da pesquisa. No Capítulo 2, apresentam-se os métodos tradicionalmente empregados na previsão da capacidade de carga de estacas e a nova interpretação do ensaio SPT, em termos de energia.

No Capítulo 3 é apresentado o método de previsão de capacidade de carga de estacas proposto nesta pesquisa. Neste capítulo, serão apresentadas as hipóteses de cálculo assumidas e, posteriormente, são estimadas as resistências unitárias mobilizadas pelo amostrador para que a seguir possam ser comparadas com as resistências unitárias desenvolvidas na estaca.

O Capítulo 4 apresenta um expressivo o banco de dados formado com o objetivo de validar a metodologia proposta. Neste Capítulo são apresentadas as 368 provas de carga estáticas que compõem o banco de dados e é definido também, o critério de ruptura adotado, o método de extrapolação da curva carga-recalque adotada e os procedimentos utilizados para a separação da carga lateral e de ponta mobilizadas pela estaca.

No Capítulo 5 é feita uma análise estatística dos dados. Esta análise tem a finalidade de quantificar os coeficientes inseridos na equação básica de previsão de capacidade de carga em função dos diferentes tipos de estacas analisadas. O segundo objetivo desta análise é atribuir à estimativa da capacidade de carga um intervalo de confiança em função do grau de

confiabilidade requerido para o projeto. Por fim, são apresentados alguns exemplos de aplicação do método proposto ilustrando a aplicabilidade da metodologia. No Capítulo 6 são apresentados e comparados os resultados obtidos pelo método proposto com outros métodos tradicionalmente empregados em projetos de fundações.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas. O anexo I é composto do *cd-rom* com as provas de carga que descreve o banco de dados e as planilhas de cálculo utilizadas para estimar a capacidade de carga. O Anexo II compreende os gráficos resultantes da análise de regressão linear apresentada no Capítulo 5. E, por fim, o Anexo III é composto pelos resultados da previsão da capacidade de carga das 368 estacas avaliadas na presente pesquisa.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

O ensaio SPT (“Standard Penetration Test”) é reconhecidamente o sistema de sondagem mais utilizado no mundo. Podem-se citar vários países como o Brasil e toda a América Latina, os Estados Unidos, Canadá, Reino Unido, Japão, Austrália, Espanha, Portugal, etc em que este ensaio é usado rotineiramente. Características como simplicidade e robustez, aliado ao seu baixo custo e a experiência empírica acumulada na execução e na aplicação dos resultados, tornam esta sondagem uma ferramenta indispensável à prática de engenharia.

Em contra partida, existem críticas severas relacionadas à sua padronização. Resultados dispersos, com forte dependência do operador e a diversidade de equipamentos e procedimentos utilizados, motivaram o desenvolvimento de estudos, a partir da década de 70, com medição de energia objetivando padronizar o ensaio. Em 1988 foi publicado o Procedimento Internacional de referência para o SPT (IRTP), elaborado pela ISSMFE, que tem por objetivo estabelecer recomendações a serem adotadas por normas e códigos nacionais, padronizando procedimentos e equipamentos, permitindo à normalização de resultados entre diferentes países. No Brasil, este ensaio é padronizado pela Norma Brasileira NBR 6484 que, em 2001, teve sua versão atualizada em relação à norma de 1980.

Skempton, em 1986, sugere a normalização dos resultados em relação a uma energia de referência, ou seja, o valor do N_{spt} deve ser corrigido para um valor único de energia de referência na ordem de 60% da energia teórica. Com este procedimento, os resultados de ensaios executados em diferentes partes do mundo e de diferentes maneiras podem ser comparados. Contudo, diversos trabalhos têm sido publicados na literatura nacional e internacional com o objetivo de entender o modo de transferência de energia e, conseqüentemente a eficiência do ensaio SPT (*e.g.* Odebrecht, 2003; Odebrecht *et al*, 2004 (a), 2004 (b); Aoki & Cintra, 2000; Aoki & Cintra, 2004). Estes trabalhos convergem na idéia de que a melhor forma de interpretar o ensaio SPT é baseada no trabalho efetivamente consumido para cravar o amostrador no solo.

O objetivo desta dissertação consiste no desenvolvimento um método de previsão de capacidade de carga de estacas com base em resultados do ensaio SPT à luz da energia gasta na cravação do amostrador no solo. Desta forma, serão apresentados neste Capítulo, de forma sucinta, alguns métodos consagrados de previsão da capacidade de carga de fundações e alguns tópicos de relevância para o entendimento do mecanismo de transferência de energia no ensaio SPT. Estas informações são fundamentais para o entendimento do método proposto.

2.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

A Norma Brasileira NBR 6122/96 define a carga admissível de uma estaca isolada como sendo a força que, aplicada sobre a estaca, provoca apenas recalques compatíveis com a construção e oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo e contra a ruptura do elemento de fundação. Como geralmente o solo é o material menos resistente, a capacidade de carga de uma fundação está condicionada às características geotécnicas finais do maciço que envolve a estaca (*i.e.* ao mecanismo de interação solo-estaca).

A capacidade de carga do maciço pode ser avaliada através de métodos racionais ou por métodos semi-empíricos. Os métodos racionais ou teóricos utilizam soluções clássicas de capacidade de carga (*e.g.* Terzaghi, 1943) a partir de parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão. Já os métodos semi-empíricos baseiam-se em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios “*in situ*” como o CPT e o SPT.

2.2.1 Métodos racionais ou teóricos

São inúmeras as teorias clássicas existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações (*e.g.* Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972), nas quais cada uma postula diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca, conforme apresenta-se na Figura 2.1.

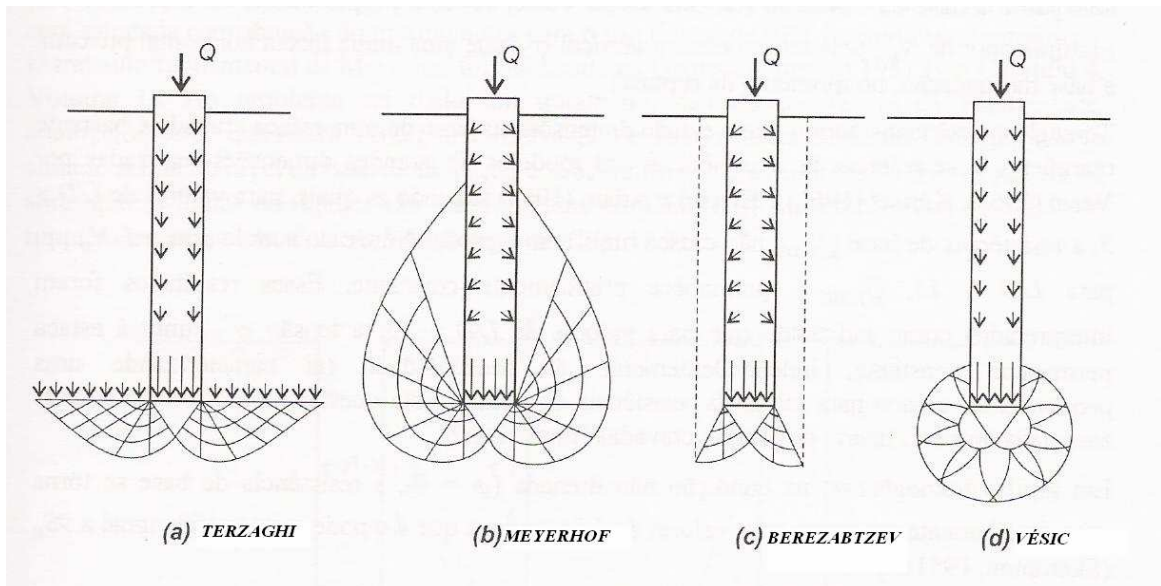


Figura 2.1 – Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972).

Diante das inúmeras teorias existentes optou-se em destacar, neste trabalho, a solução de Vésic (1972) que relaciona o mecanismo de ruptura do solo com a expansão de uma cavidade em um meio elasto-plástico. Deste modo, Vésic sugere que a resistência de ponta (q_p) seja calculada pela seguinte equação:

$$q_p = c.N_c + \sigma_o.N_\sigma \quad (2.1)$$

onde:
$$\sigma_o = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma'_v ;$$

K_o = coeficiente de empuxo ao repouso;

σ'_v = tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca;

N_c, N_σ = fatores de capacidade de carga, calculados em função do ângulo de atrito interno e da rigidez do solo.

c = coesão do solo

O tratamento teórico para a determinação do atrito lateral unitário (τ_1) é em geral análogo ao utilizado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Seu valor é, usualmente, considerado como a soma de duas parcelas, conforme a equação 2.2.

$$\tau_l = c_a + \sigma_h \cdot \text{tg} \delta \quad (2.2)$$

onde: c_a = é a aderência entre a estaca e o solo;

σ_h = é a tensão horizontal média na superfície lateral da estaca;

δ = é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

A abordagem geral para solos granulares, adota $\text{tg} \delta = \text{tg} \varphi'$, onde φ' é o ângulo de atrito interno do solo amolgado em termos de tensões efetivas. Em solos granulares c_a é nulo. A tensão horizontal (σ_h) é convencionalmente relacionada com a tensão vertical efetiva na profundidade, antes da execução da estaca através de um coeficiente de empuxo K_s . Deste modo a equação 2.2 pode ser reescrita na seguinte forma.

$$\tau_l = K_s \sigma'_v \cdot \text{tg} \varphi' \quad (2.3)$$

O coeficiente K_s depende, principalmente, do estado de tensões iniciais do solo e do método de execução da estaca. Para estacas cravadas curtas e de grande deslocamento em areia, K_s pode se aproximar do coeficiente de empuxo passivo K_p ($K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2)$). Detalhes sobre outras formulações podem ser obtidos em Terzaghi, 1943, Meyerhof, 1951, 1976 e Berezantzev, 1961.

2.2.2 Métodos semi-empíricos

Como o ensaio SPT é geralmente o único ensaio de campo disponível, difundiu-se no Brasil a prática de relacionar medidas de N_{spt} diretamente com a capacidade de carga de estacas (e.g. Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978; Amaral, Viezzer & Amaral, 2000). Embora, os métodos normalmente adotados constituírem-se em ferramentas valiosas à engenharia de fundações, é importante reconhecer que, devido a sua natureza estatística, a validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (Schnaid, 2000). A seguir serão apresentados dois

métodos consagrados nacionalmente de previsão da capacidade de carga que posteriormente serão comparados com o método de capacidade de carga proposto nesta pesquisa.

2.2.2.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi concebido originalmente a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone. Para que a metodologia proposta possa ser aplicada à ensaios de penetração dinâmica, deve-se utilizar um coeficiente de conversão “k” da resistência da ponta do cone para N_{spt} . A expressão da capacidade de carga última é representada pela equação 2.4.

$$Q_U = A_p \frac{k.N_{spt}}{F1} + U \sum \frac{\alpha.k.N_{spt}}{F2} \Delta L \quad (2.4)$$

onde: A_p = representa a área da seção transversal da estaca;

U = perímetro da estaca;

ΔL = o segmento de estaca que está sendo calculado.

Os coeficientes “F1” e “F2” são fatores de correção das resistências de ponta e lateral que levam em conta diferenças de comportamentos entre a estaca e o cone estático. Na Tabela 2.1 são apresentados os valores de “F1” e “F2” originalmente propostos por Aoki-Velloso (1975), os valores propostos por Laprovitera (1988) & Benegas (1993) e os coeficientes propostos de Monteiro (1997).

Os coeficientes “k” e “ α ” são dependentes do tipo de solo e, assim como os valores de “F1” e “F2”, existem trabalhos recentes que sugerindo novos valores. Na Tabela 2.2 são apresentados os valores de “k” e “ α ” propostos originalmente por Aoki & Velloso (1975), os valores propostos por Laprovitera (1988) e por Monteiro (1997).

Tabela 2.1 - Valores de F1 e F2 (Método de Aoki-Velloso)

Tipo de Estaca	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1993)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,0
Franki de fuste fibrado					2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,7 5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	1,75	3,5	2,0	3,5	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem					1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	7,0	4,5	4,5	3,5	4,5
Strauss					4,2	3,9
Raiz	-	-	-	-	2,2	2,4
Hélice contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

Tabela 2.2 - Valores de k e α (Método de Aoki-Velloso)

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,5	3,0
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,4	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

Em 1994, em três trabalhos finais de curso da UFRJ foram feitas avaliações deste método para estacas tipo raiz e hélice contínua. Os valores de $F1= 2$ e $F2 = 4$ conduziram a estimativas razoáveis, ligeiramente conservadoras (Velloso & Lopes, 2002).

2.2.2.2 Método Décourt & Quaresma (1978)

Este é um método expedito de estimativa da capacidade de carga de ruptura baseada exclusivamente em resultados do ensaio SPT. Inicialmente esta metodologia foi desenvolvida para estacas pré-moldadas de concreto e posteriormente foi estendida para outros tipos de estacas, como estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas. Na segunda versão, Décourt & Quaresma (1982) procuram aperfeiçoar o método na estimativa da carga lateral. Deste modo, a expressão final de capacidade de carga proposta pelos autores é apresentada na equação 2.5.

$$Q_U = \alpha.K.N_p.A_p + U.\beta.\Sigma 10\left(\frac{N_m}{3} + 1\right)\Delta L \quad (2.5)$$

onde: $N_p = N_{spt}$ médio da ponta;

$A_p =$ seção transversal da ponta da estaca;

$K =$ coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N_p em função do tipo de solo (Tabela 2.3);

$U =$ perímetro da estaca;

$N_m = N_{spt}$ médio ao longo do fuste.

Na determinação de N_m , os valores e N_{spt} menores que 3, devem ser considerados iguais a 3 e os maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50. Os valores dos coeficientes α e β apresentados na Tabela 2.4 foram sugeridos por Quaresma *et al* (1996). Estes valores são apresentados nas Tabelas 2.4 e 2.5, a seguir.

Tabela 2.3 – Valores atribuídos a K (Décourt & Quaresma, 1978)

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltos Argilosos (solos residuais)	200
Siltos Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 2.4 - Valores atribuídos ao coeficiente α (Quaresma *et al*, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 2.5 - Valores atribuídos ao coeficiente β (Quaresma *et al*, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos Residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

2.3 EXECUÇÃO DO ENSAIO SPT

O ensaio SPT objetiva a medida de resistência dinâmica “N” oferecida pelo solo à cravação do amostrador, e em uma sondagem de simples reconhecimento. O furo de sondagem é executado por tradagem e circulação de água utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. As amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de um amostrador padrão. A Figura 2.2 ilustra o esquema de execução deste ensaio.

O amostrador padrão é composto de três partes distintas: sapata cortante, corpo e cabeça. O corpo do amostrador deve ser confeccionado de aço duro e as superfícies, tanto interna quanto a externa, devem ser lisas. O diâmetro externo deve possuir dimensão de 51 mm (± 1 mm) e o interno de 35 mm (± 1 mm). Seu comprimento deve ser de no mínimo 457 mm. A Figura 2.3 apresenta um esquema e uma foto do amostrador padrão.

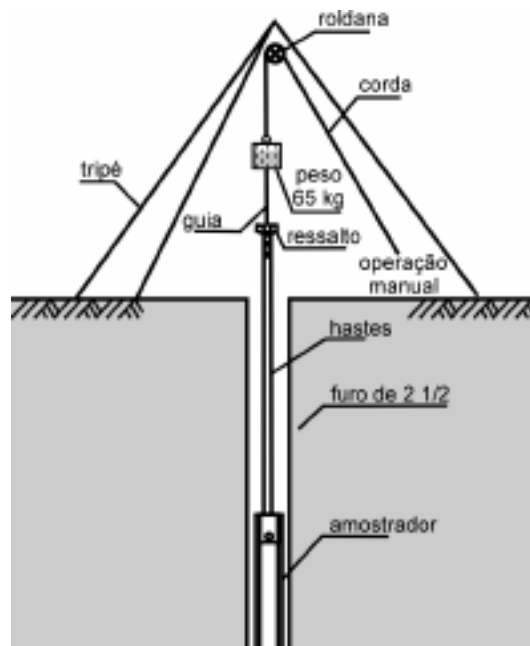


Figura 2.2 – Esquema de execução do ensaio SPT (Schnaid, 2000).

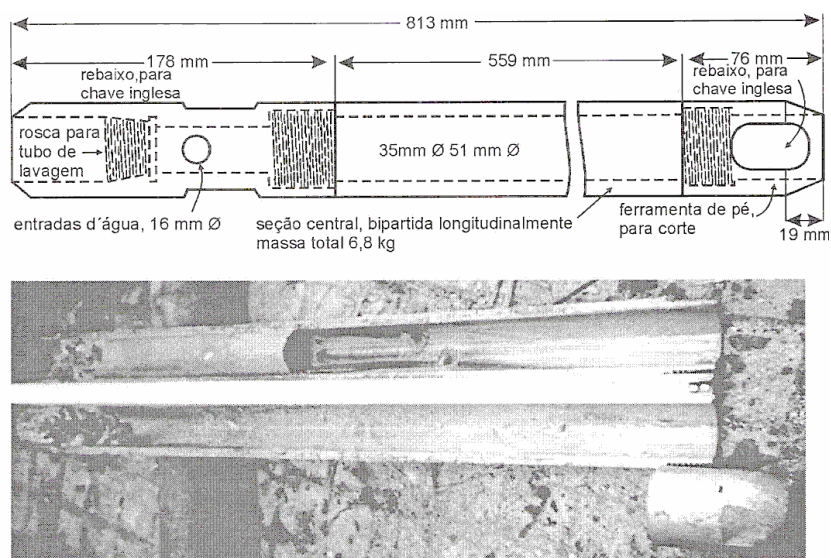


Figura 2.3 – Amostrador padrão do ensaio SPT (NBR 6484/2001).

A resistência dinâmica “N” é obtida pela cravação do amostrador no fundo da escavação (revestida ou não), usando um peso de 65 Kg de massa, caindo de uma altura de 75 cm. Seu valor é obtido pelo número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm, trecho este conhecido como “testing drive”. O número de golpes necessários à penetração dos primeiros 15 cm, trecho chamado de “seating drive”, não é levado em consideração na interpretação dos resultados. Este ensaio foi objeto de estudos recentemente no Programa de Pós-Graduação em

Engenharia Civil (Odebrecht, 2003), já tendo sido detalhado por Schnaid (2000). Deste modo, não serão detalhados o equipamento e o procedimento de ensaio nesta publicação.

2.4 CONCEITOS DE ENERGIA NO ENSAIO SPT

O processo de cravação do amostrador no solo pode ser analisado sob dois aspectos: segundo o modo de transferência de energia e segundo o tempo. Em termos de transferência de energia, o ensaio SPT pode ser representado por duas etapas:

1. Quando martelo é posicionado a certa altura, o sistema possui uma energia potencial que, quando o martelo é liberado transforma-se em energia cinética e em perdas por atrito (cordas e roldanas);
2. Quando o martelo atinge a extremidade superior da haste, a sua energia cinética transforma-se em energia cinética e elástica (que percorre a haste na forma de uma onda longitudinal de compressão), em energia térmica, sonora e outras, que são perdidas. De forma análoga, pode-se afirmar que a energia cinética disponível no instante do impacto não é totalmente transformada em energia cinética e elástica contida na onda de compressão, devido às perdas durante o impacto, ocasionados pelo mau contato das superfícies, desalinhamento entre as superfícies, reflexões nas luvas, etc.

No que diz respeito a variações de energia com o tempo, o ensaio SPT, divide-se em três fases:

1. Quando $t_1 = 0$, que corresponde ao instante imediatamente antes da liberação em queda livre do martelo;
2. O segundo instante ($t_2 = t$) que se refere ao instante imediatamente anterior ao impacto do martelo sobre a cabeça de bater;
3. O último estágio ($t_3 = \infty$) corresponde ao tempo em que todo processo de cravação do amostrador no solo já ocorreu. Neste instante, as energias potencial gravitacional do martelo e da haste já foram consumidas na cravação do amostrador, devolvidas elasticamente e amortecidas dinamicamente no interior do martelo e da haste. A Figura 2.4 ilustra os três estágios.

Para que se entenda o processo de cravação do amostrador no solo deve-se equacionar as energias contidas em cada fase do processo. Este equacionamento e os resultados experimentais encontrados recentemente na literatura serão apresentados a seguir.

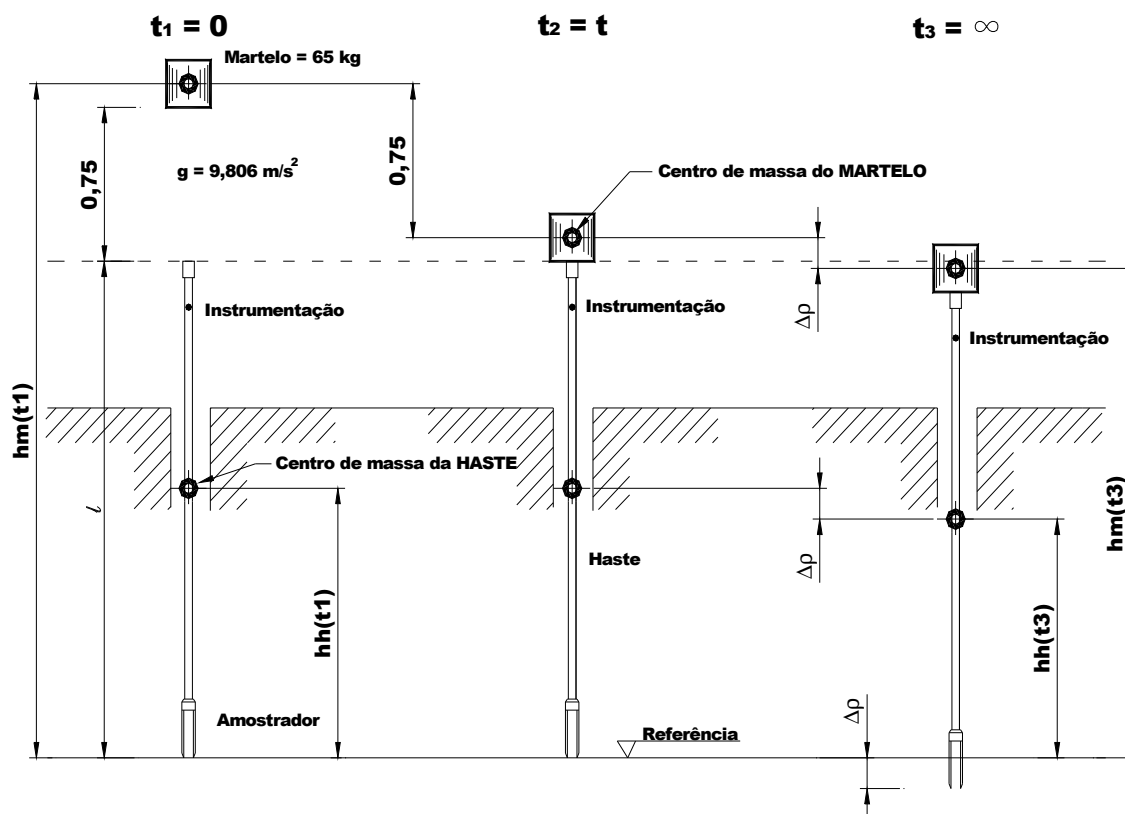


Figura 2.4 – Estágios de cravação do amostrador no solo (Odebrecht, 2003)

2.4.1 Análise teórica

Quando o martelo está posicionado a certa altura, a sua energia potencial gravitacional (EPG_m) pode ser equacionada, em relação a um referencial fixo externo ao sistema, pela equação 2.6.

$$EPG_m = M_m g h_{m(t_1)} \quad (2.6)$$

onde: M_m = massa do martelo;

g = aceleração da gravidade;

$h_{m(t_1)}$ = cota do centro de massa do martelo em relação ao referencial.

A energia potencial gravitacional da haste (EPG_h), deve ser igualmente efetuada em relação a um referencial fixo, externo ao sistema, pode ser calculada pela equação 2.7.

$$EPG_h = M_h g h_{h(t_1)} \quad (2.7)$$

onde: M_h = massa da haste;

g = aceleração da gravidade;

$h_{h(t_1)}$ = cota do centro de massa da haste em relação ao referencial fixo.

A diferença da energia potencial gravitacional do martelo e da haste após a penetração pode ser calculada pela diferença entre cotas no instante t_1 e t_3 , ou seja:

$$\Delta h_m = h_{m(t_1)} - h_{m(t_3)} = 0,75\text{cm} + \Delta\rho \quad \text{e} \quad \Delta h_h = h_{h(t_1)} - h_{h(t_3)} = \Delta\rho$$

sendo: $\Delta\rho$ a penetração permanente do amostrador devido à aplicação de um golpe.

Desta forma, a variação da energia gravitacional do martelo entre t_1 e t_3 , pode ser calculada pela equação 2.8.

$$\Delta EPG_m = E^\bullet + M_m g \Delta\rho \quad (2.8)$$

onde: E^\bullet é a energia potencial gravitacional teórica segundo a Norma Brasileira NBR 6484. ($E^\bullet = M_m \cdot g \cdot 0,75 = 65 \cdot 9,806 \cdot 0,75 = 478\text{J}$).

A energia potencial gravitacional da haste deve ser considerada, pois, para longos comprimentos de hastes, a sua contribuição para a cravação do amostrador no solo é significativa. Esta energia é representada na equação 2.9.

$$\Delta EPG_h = M_h g \Delta\rho \quad (2.9)$$

Considerando-se um referencial externo ao sistema, a energia produzida por um golpe será função da altura de queda teórica ($75 \text{ cm} + \Delta\rho$) e, como consequência, a energia efetivamente

empregada na cravação da composição quando submetida a um golpe de um martelo de massa M_m , passa a ser função de 3 variáveis: altura de queda do martelo, tipo de solo que determina a magnitude de $\Delta\rho$, e geometria (comprimento e seção) das hastes que determina a massa da composição. Somadas a estas variáveis pode-se ainda considerar fatores relativos às características do ensaio e equipamento utilizado (sistema de elevação e de liberação do martelo, dimensões da cabeça de bater, uso de coxim de madeira dura, etc.), cuja influência no valor de N_{spt} é reconhecido internacionalmente e expressa através da eficiência do equipamento (Skempton, 1986).

A energia efetivamente consumida pela cravação do amostrador no solo é representada pela variação da energia potencial gravitacional do sistema. E, esta energia se traduz na soma das variações da energia potencial gravitacional do martelo e da haste, que pode ser expressa pela equação 2.10.

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = E^{\bullet} + M_m g \Delta\rho + M_h g \Delta\rho \quad (2.10)$$

Assim, a energia consumida para a cravação do amostrador no solo é obtida em função da altura de queda do martelo, da penetração permanente do amostrador no solo e das massas da haste e do martelo.

Por conveniência, a equação 2.10 terá seus termos rearranjados, tendo a sua primeira parcela representada pela variação da energia do martelo e a segunda, referente à energia da haste, conforme a equação 2.11, anteriormente proposta por Odebrecht (2004).

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = (0,75 + \Delta\rho)M_m g + \Delta\rho M_h g \quad (2.11)$$

Para ilustrar a influência da magnitude da penetração e da massa da haste na energia transferida para o amostrador, Odebrecht (2003), apresentou nas Tabelas 2.6 e 2.7, a razão entre $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^{\bullet}$ expressa em função do valor de N_{spt} e do comprimento da haste. Nestes exemplos as perdas não são consideradas e, portanto a razão $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^{\bullet}$ deve ser necessariamente maior que a unidade. A Tabela 2.6 representa a situação do furo de sondagem completamente seco e, na Tabela 2.7 o furo está completamente inundado (deve ser

descontado da massa da haste o valor do seu empuxo). Destas tabelas, pode-se citar algumas conclusões relevantes á prática de engenharia. Para solos resistentes, (N_{spt} acima de 15 golpes) combinados à comprimentos de hastes inferiores à 20 m, os valores de $\Delta EPG_{m+h}^{sistema}$ são muito próximos de E^* , sugerindo que a formulação tradicional para pequenas deformações é aceitável para a correlação do valor do N_{spt} para o valor de referência N_{60} . Esta condição pode ser observada nas áreas não hachuradas das tabelas, onde a razão $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$ é da ordem de 1,01 a 1,04 (erros de 2 a 3%). Porém, nas áreas hachuradas das tabelas, há diferenças significativas entre $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$ (superior a 10%). Estes valores indicam ser possível obter eficiências superiores a 100%, que podem ser justificáveis pela ocorrência de energia transferidas para às hastes. Assim, segundo Odebrecht (2003), o valor de N_{spt} deve ser corrigido (principalmente para grandes profundidades), fazendo uso da energia transferida do sistema pela equação 2.11, ao invés de utilizar o valor da energia teórica de referência E^* .

Tabela 2.6 - Relação de energia $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$ para furo de sondagem seco

Relação de energia $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$

N	Comprimento da haste (m)														
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
2	1.22	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.34	1.36	1.38	1.40	1.42	1.44	1.46	1.48	1.50
4	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25
6	1.07	1.08	1.09	1.09	1.10	1.11	1.11	1.12	1.13	1.13	1.14	1.15	1.15	1.16	1.17
8	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.12
10	1.04	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10
12	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08
14	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07
16	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06
18	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06
20	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05
22	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05
24	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04
26	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04
28	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04
30	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03

Tabela 2.7 - Relação de energia $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$ para furo de sondagem submerso

Relação de energia $\Delta EPG_{m+h}^{sistema} / E^*$

N	Comprimento da haste (m)														
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
2	1.22	1.23	1.25	1.27	1.29	1.30	1.32	1.34	1.36	1.37	1.39	1.41	1.43	1.44	1.46
4	1.11	1.12	1.13	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.20	1.21	1.22	1.23
6	1.07	1.08	1.08	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.12	1.13	1.14	1.14	1.15	1.15
8	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12
10	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.09
12	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.07	1.08
14	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.06	1.07
16	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06
18	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05
20	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05
22	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
24	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04
26	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04
28	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
30	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03

Entre os vários desdobramentos e interpretações oriundas de medidas de energia no ensaio SPT, uma das mais interessantes e mais referenciadas atualmente na literatura, consiste no entendimento do trabalho exercido sobre o solo pela penetração do amostrador. O trabalho efetivamente entregue ao solo é dado pela equação 2.11. Para demonstrar esta equação cabe utilizar o princípio de Hamilton. Este princípio mostra que a soma da variação no tempo das energias cinéticas e potenciais e o trabalho efetuado por forças não conservativas ao longo de um intervalo de tempo t_1 a t_2 é igual à zero. Este princípio teve sua aplicação no ensaio SPT sugerida por Aoki & Cintra (2000), que posteriormente em 2004 publicaram um artigo comprovando a validade desta assertiva por meio de prova de carga estática sobre o amostrador SPT. Adotando a nomenclatura apresentada em Clough e Penzien (1975) a equação que descreve o princípio de Hamilton é dada pela equação 2.12.

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta[T(t) - V(t)]dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta[W_s(t) + W_{nc}(t)]dt = 0 \tag{2.12}$$

onde: $T(t)$: Energia cinética;

$V(t)$: Energia Potencial;

$W_s(t)$: Trabalho efetuado por forças não conservativas na ponta do amostrador (sobre o solo);

W_{nc} : Trabalho efetuado por forças não conservativas (perdas diversas);

δ : Variação;

t_1 : tempo inicial do período considerado (ver figura 2.3);

t_2 : tempo final do período considerado (ver figura 2.3).

Considerando a Figura 2.4 e t_1 (Hamilton) igual ao instante zero (Figura 2.4) e o t_2 (Hamilton) igual ao instante (t_3 da Figura 2.4) em que todas as energias cinéticas e elásticas já foram dissipadas, ou seja, não há em t_1 e t_2 energias cinéticas tem-se a equação 2.13.

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta V(t) dt = \int_{t_1}^{t_2} \delta [W_s(t) + W_{nc}(t)] dt \quad (2.13)$$

Assim, a variação da energia potencial do sistema martelo-haste é igual à variação do trabalho efetuado por forças não conservativas. Como a variação da energia potencial é dada pela equação 2.10, este valor pode ser reescrito na forma da variação do trabalho efetuado pelas forças não conservativas, segundo a equação 2.14.

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = W_s + W_{nc} \quad (2.14)$$

Como o trabalho efetivamente entregue ao solo é conhecido (equação 2.11) e proporcional à penetração do amostrador (também conhecida), a força dinâmica (F_d) média de reação do solo à cravação do amostrador pode ser representada pelas equações 2.15 e 2.16.

$$E_s = T = \Delta EPG_{m+h}^{sistema} \text{ com perdas} = W_s = F_d \cdot \Delta \rho \quad (2.15)$$

$$F_d = \Delta EPG_{m+h}^{sistema} \text{ com perdas} / \Delta \rho \quad (2.16)$$

Com conhecimento desta força dinâmica (F_d) que atua para produzir a penetração do amostrador no solo abre-se uma gama de alternativas para a interpretação do ensaio SPT. Mas,

em primeiro deve-se avaliar o quanto desta força se traduzirá em resistência estática do solo. Para tal, Aoki & Cintra (2004) realizaram provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico no amostrador SPT. Estes ensaios foram realizados em solos arenosos não saturados do interior de São Paulo. A medida tradicional do índice de resistência dinâmica N_{spt} foi complementada com medidas de energia cinética no topo do amostrador, através de ensaios de carregamento dinâmico. Em cada caso foi realizada uma prova de carga estática sobre o conjunto hastes-amostrador.

Destes ensaios Aoki & Cintra (2004) apresentam um gráfico comparando a energia cinética “ T_A ” medida no ensaio dinâmico com a energia de deformação “ V_A ” obtida na prova de carga estática. Este gráfico é apresentado na Figura 2.5. O gráfico mostra que a energia de deformação “ V_A ” é maior que o valor de energia cinética “ T_A ”. Segundo os autores, este fato se justifica pelo fato da prova de carga estática ter sido precedida de um ensaio de carregamento dinâmico, que provoca uma penetração adicional significativa do amostrador no solo, alterando as condições iniciais do ensaio estático. Assim, pode-se dizer que a energia cinética medida no ensaio dinâmico é numericamente igual a energia de deformação medida na prova de carga estática. Com isto, Aoki & Cintra (2004) concluem que para o solo em questão (areia não saturada) o valor de N_{spt} pode ser convertido em uma força resistente à penetração do amostrador. A conversão do N_{spt} para esta força resistente requer o conhecimento das perdas de energia referentes ao processo de cravação do amostrador.

Com o conhecimento desta força resistente (F_d) é possível estimar parâmetros constitutivos representativos do comportamento do solo, como por exemplo, a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), em argilas, através de métodos de equilíbrio limite. Em areias, pode-se buscar uma alternativa das tensões admissíveis no solo. Estas análises já foram realizadas, preliminarmente, por Odebrecht (2003) e conduziram a resultados satisfatórios, onde a força resistente dinâmica foi convertida em estática utilizando fatores de incremento de carga sugeridos por Hermansson e Grävare (1978).

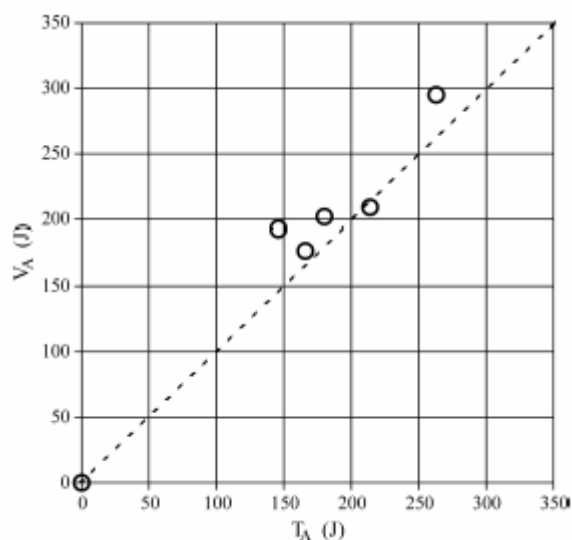


Figura 2.5 – Comparação entre energia cinética T_A e energia de deformação V_A (Aoki & Cintra, 2004).

2.4.2 Eficiência do ensaio SPT

Para a aplicação prática da formulação anteriormente apresentada, existe a necessidade de quantificar a perda de energia durante a cravação do amostrador no solo. Com a estimativa destes valores é possível determinar a eficiência do ensaio e finalmente chegar à sua padronização.

Para avaliar a eficiência do ensaio SPT deve-se primeiramente rever o conceito fundamental contido no trabalho de Schmertman & Palácios (1979). Estes autores adotaram como hipótese que a energia transferida para as hastes devido à aplicação de um golpe de martelo ocorre integralmente durante o primeiro impacto do martelo sobre a composição. Nesta abordagem, a energia que chega ao amostrador deve ser obtida pela integração da primeira onda de compressão até o tempo necessário para a onda atingir o topo do amostrador ($2l/c$).

Neste contexto, a eficiência do sistema aumenta com o comprimento da haste. Recentemente há contestações desta suposição (*e. g.* Aoki & Cintra, 2004 e Odebrecht, 2004a), pois para uma haste muito curta (comprimento tendendo a zero) a energia entregue ao sistema seria nula. Deste modo, a eficiência do ensaio SPT é redefinida como sendo a energia efetivamente transferida à composição de hastes devido a um golpe do martelo.

O conhecimento da eficiência do ensaio SPT é representado pela quantificação das perdas de energia durante o ensaio. O conhecimento destas perdas se dá por meio de instrumentação que tem por finalidade registrar a passagem da onda longitudinal de compressão gerada pela ação de um golpe de martelo através da integração do produto da força e velocidade ao longo do tempo. Pode-se determinar a energia contida nesta onda de compressão.

No trabalho anteriormente apresentado, no qual Aoki & Cintra (2004) realizam provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico no amostrador SPT, os autores apresentam uma tabela que compara a eficiência do ensaio dinâmico e do estático (Tabela 2.8). Nesta Tabela pode-se perceber que a eficiência estática é ligeiramente superior à dinâmica. Esta evidência é principalmente justificada, pelos autores, pelo fato da prova de carga estática ter sido precedida do ensaio de carregamento dinâmico. Os valores de eficiência estática e dinâmica são próximos e ambos muito inferiores à prática brasileira que registra a eficiência torno de 73% para hastes de 14m (Belincanta, 1998) e entre 70 e 80% (Cavalcante, 2002).

Tabela 2.8 – Comparação da eficiência do ensaio dinâmico e do estático (Aoki & Cintra, 2004).

Local	Trabalho Dinâmico W_A^* (J)	Trabalho Estático W_A (J)	Eficiência Dinâmica η^* (%)	Eficiência Estática η (%)
Araras 1	263	295	55	62
Araras 3	214	209	45	44
Araras 4	180	202	38	42
Araras 4	146	193	31	40
Araras 4	166	177	35	37

Com o mesmo objetivo dos autores anteriormente citados Odebrecht (2004a) instrumentou as hastes do amostrador SPT com uma célula de carga e um par de acelerômetros. O autor realizou uma bateria de ensaios de campo utilizando quatro comprimentos de hastes distintos (5,80 m, 11,80 m, 18,18 m e 35,80 m), mantendo-se constantes as demais variáveis (equipamento, equipe, cabeça de bater, martelo, cabo de içar o martelo, amostrador e solo). Equipamentos e procedimentos de ensaio seguem as recomendações da NBR 6484/2001. O amostrador foi cravado em areia disposta em uma câmara de calibração (tanque no qual a pressão vertical é controlada através de uma membrana flexível posicionada abaixo da tampa) com diâmetros de 56 cm e altura de 84 cm (200 litros). A areia era lançada em camadas e

compactada, sua umidade era avaliada e volume determinado. A densidade relativa deste material foi mantida constante em todos os ensaios ($70\% \pm 5\%$).

Durante cada golpe foi registrado, com o auxílio de uma régua centimétrica, a penetração permanente por golpe e, para cada comprimento de haste, com exceção da haste de 5,80 m, foram adquiridos sinais junto à cabeça de bater, junto ao amostrador e no centro da composição. Para a composição de 5,80 m, foram adquiridos sinais junto à cabeça de bater e junto do amostrador.

Quando o martelo atinge a cabeça de bater é gerada uma onda de compressão descendente que se propaga verticalmente que, quando atinge o amostrador, o faz deslocar-se e, produzir também uma onda refletida de tração ascendente. Esta onda de tração ascendente, ao atingir a cabeça de bater, produz uma separação física entre a haste e o martelo interrompendo a transferência de energia. A seguir o martelo volta a entrar em contato com a haste gerando o segundo impacto e uma nova onda de compressão, reproduzindo o mecanismo citado anteriormente.

Para um melhor entendimento do modo de transferência de energia para o amostrador, serão apresentados sinais típicos obtidos nos ensaios em hastes longas (35,8 m) na Figura 2.6, a seguir. Nesta Figura são apresentados os sinais de força registrados pela célula de carga, os sinais de força obtidos pela multiplicação dos sinais de velocidade pela impedância da haste e a evolução da energia transferida às hastes, todos ao longo do tempo. Destes sinais, são avaliadas duas situações. Em primeiro, um golpe que produz uma penetração permanente discreta no amostrador (N_{spt} da ordem de 8 golpes, $\Delta=3,7$ cm) e, um golpe que produz uma penetração permanente mais pronunciada (N_{spt} da ordem de 3 golpes, $\Delta=10$ cm).

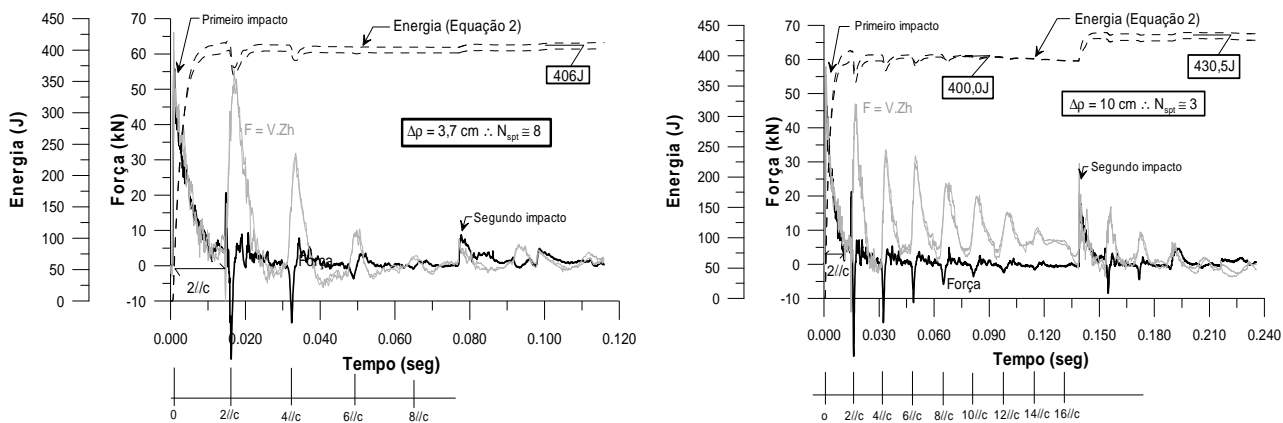


Figura 2.6 – Sinal Típico de uma haste longa (35,80 m) – Odebrecht, 2003.

Para esta haste longa, relacionada a uma pequena penetração permanente ($\Delta p = 3,7$ cm) a energia transferida às hastes ocorre basicamente durante um intervalo de tempo contido entre o início do golpe e $2l/c$ (onde l = comprimento da haste e c = velocidade de propagação da onda no aço), que corresponde à energia da primeira de compressão. As reflexões de impactos subsequentes do martelo não influenciam mais na energia transferida às hastes, atingindo um valor máximo de 406 J. Assim, todo o mecanismo de transferência de energia, que produziu o referido deslocamento no amostrador, ocorre durante um intervalo de tempo $2l/c$ (concordância com resultados de Schmertmann & Palácios - 1979). Neste caso, a energia transferida para a haste corresponde à primeira onda de compressão, devido à aplicação de um golpe de martelo e pode ser determinada pela equação 2.17.

$$E = \int_{t=0}^{t=2L/c} F(t).V(t)dt \tag{2.17}$$

Já na segunda situação, haste longa e penetração mais pronunciada, o segundo impacto do martelo contribui de forma significativa no valor da energia efetivamente entregue à composição de hastes. É interessante observar que a energia entregue à composição é distinta nos dois casos analisados, sugerindo que, para hastes longas, quanto maior a penetração do amostrador no solo maior será a energia transferida às hastes, resultante do impacto do segundo golpe do martelo. Neste caso a energia transferida para as hastes aumento para 430 J. Para hastes curtas, Odebrecht (2003) demonstrou que o segundo e o terceiro impacto contribuem no valor final de energia transferida para as hastes.

Como conclusão, Odebrecht (2003) sugere que, tanto para hastes longas como para hastes curtas, o intervalo de integração deve ser suficientemente grande a fim de permitir que os vários impactos decorrentes de um golpe sejam considerados. Com isto, a equação 2.17 deve ser reescrita na forma:

$$E = \int_{t=0}^{t=\infty} F(t).V(t)dt \quad (2.18)$$

A partir dos valores de energia obtidos pelos sinais registrados é possível obter a eficiência do ensaio SPT. Buscando identificar as perdas que ocorrem durante o processo de propagação de ondas ao longo da composição de hastes Odebrecht (2003) comparou a energia contida em cada posição instrumentada da haste. Para a instrumentação posicionada junto à cabeça de bater, este autor, calculou a energia da onda de compressão pela integração do sinal de força versus aceleração ao longo do tempo, cujos resultados são discutidos no gráfico da figura 2.7. Neste gráfico, para cada comprimento de haste ensaiada, é plotada a energia contida na onda longitudinal dos diversos sinais, a correspondente energia do sistema (equação 2.11) e a parcela referente à energia do martelo *versus* a penetração permanente observada. Para cada conjunto de dados foi traçada uma linha de tendência dos pontos.

A variação dos golpes, observada na Figura 2.7, é decorrente da posição do amostrador dentro do tanque de areia. No início da penetração, a resistência é dada pela resistência de ponta do amostrador. No decorrer da cravação, soma-se à resistência de ponta a parcela de atrito lateral. Com isso, observa-se uma ligeira redução da penetração ao longo da cravação do amostrador na câmara. Este processo pode ser também observado em campo, incluindo-se os efeitos de embuchamento durante a penetração. Observa-se no gráfico que existe uma perda de energia constante, ou uma relação linear entre a energia contida na onda longitudinal com a energia do martelo, independente da penetração. Porém, a eficiência tem um ligeiro aumento com o aumento da penetração. Observa-se também que, para hastes curtas, a energia do sistema e a parcela referente ao martelo são bem próximas, quase se sobrepõem, devido à pequena parcela de energia referente à haste. A linha de tendência referente à energia do sistema e a referente ao martelo apresentam uma diferença mais significativa com o aumento do comprimento das hastes. Estes fatos estabelecem uma redução da energia da onda medida na cabeça de bater e a

energia contida no martelo. Com isto, deve acrescentar à equação 2.11 um coeficiente de eficiência do martelo η_1 .

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_1(0,75 + \Delta\rho)M_m g + \Delta\rho M_h g \tag{2.19}$$

onde:
$$\eta_1 = \frac{\int_0^{\infty} F(t).V(t).dt}{(0,75 + \Delta\rho)M_m g}$$

No valor de η_1 estão contidas todas as perdas referentes ao atrito no cabo de içar, no martelo com a roldana, perdas no golpe, estado do cabo, tipo de martelo, etc, ou seja todas as perdas referentes ao golpe.

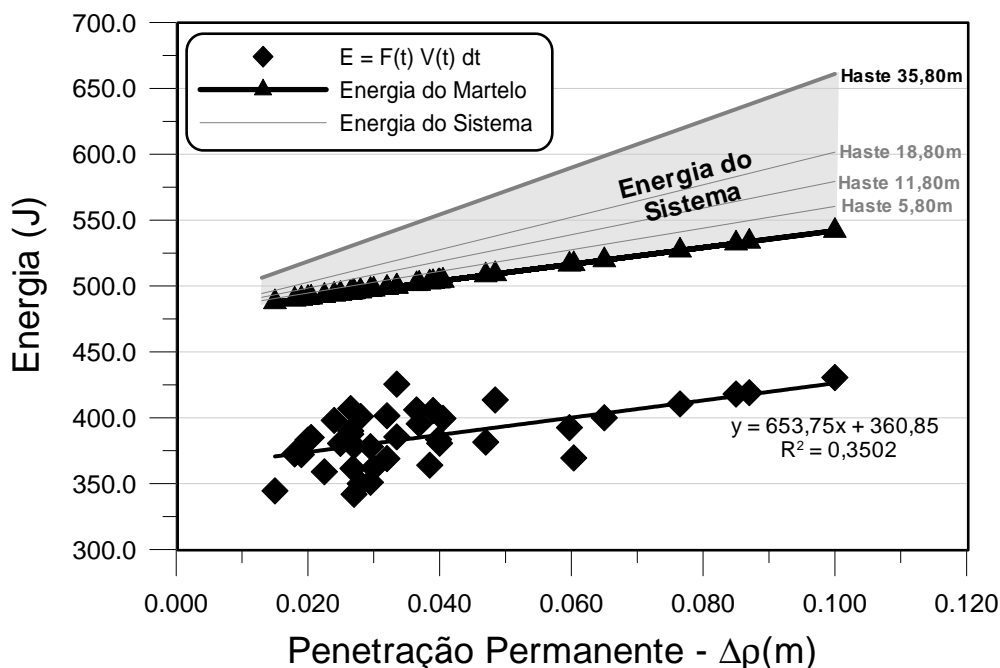


Figura 2.7 – Energia versus penetração (Odebrecht, 2003)

Na Figura 2.7 pode-se perceber que, para hastes curtas não há uma definição clara entre a energia contida na onda de compressão e a parcela de energia referente ao martelo, mas, para hastes longas, pode-se claramente determinar esta tendência. Este fato comprova que a energia contida na onda longitudinal é dependente do tipo de solo, ou seja, o valor do N_{spt} depende do equipamento, da equipe e do solo.

Com base nas considerações acima mencionadas e, considerando uma perda constante de energia da martelo, é possível determinar o valor de η_1 pela razão das energias contidas no martelo e na onda de compressão. O valor de η_1 obtido experimentalmente por Odebrecht (2003) é de 0,764 (desvio padrão de 0,036). No gráfico da Figura 2.8 é aplicado este valor de η_1 para os dados apresentados na Figura 2.7, no qual observa-se que o valor de η_1 independe do comprimento da haste.

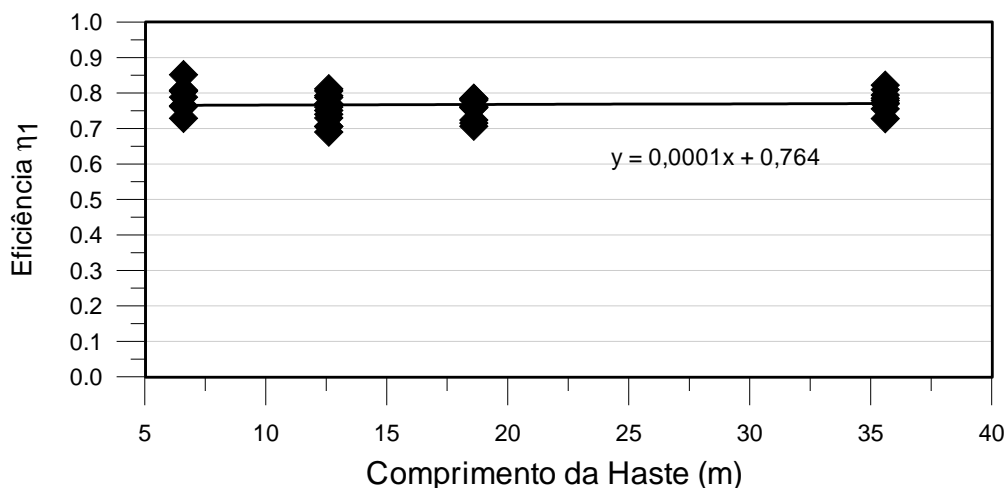


Figura 2.8 - Eficiência η_1 em função do comprimento da haste (Odebrecht 2003)

Para uma avaliação mais realista, Odebrecht (2003) re-analisou os dados da pesquisa efetuada por Cavalcante (2002). Na pesquisa de Cavalcante foram utilizados equipamentos e equipes distintas, com procedimentos executivos característicos de duas cidades do Brasil (Rio de Janeiro e João Pessoa), em diferentes tipos de solos. Desta análise obtém-se um valor de η_1 da ordem de 0,761 (desvio padrão de 0,051), valor este bem semelhante ao determinado experimentalmente por Odebrecht, o que demonstra que o padrão de variação de energia “in situ” é modelado adequadamente no tanque de areia.

Com base nos resultados de energia obtidos com a instrumentação posicionada junto ao amostrador pode-se obter os gráficos das Figuras 2.9, 2.10, 2.11 e 2.12. Estes gráficos apresentam os resultados obtidos de energia transferida à haste, resultados de energia junto à cabeça de bater (energia do sistema) e a parcela referente à energia do martelo. A energia teórica de referência é apresentada a título de ilustração.

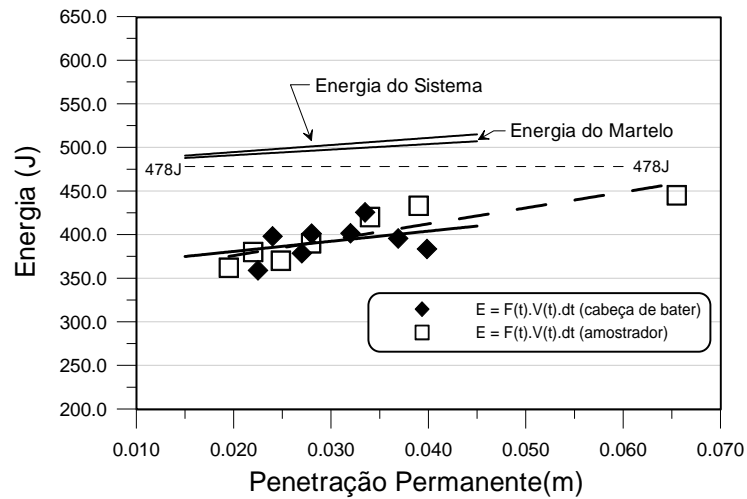


Figura 2.9 – Energia versus Penetração – Haste 5,80m (Odebrecht, 2003)

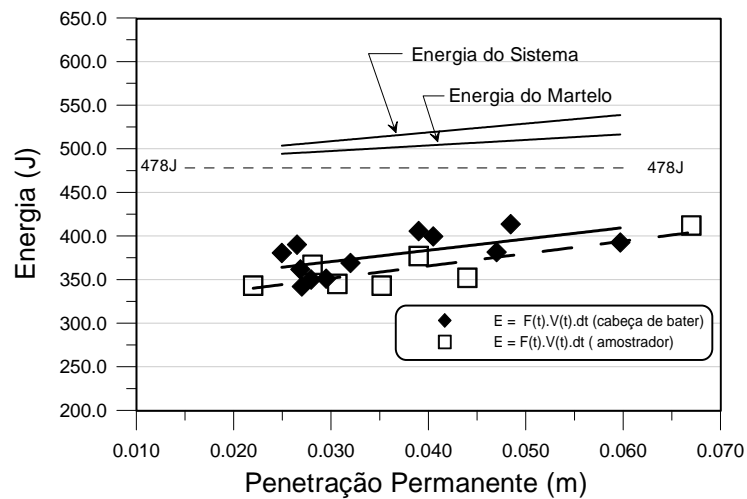


Figura 2.10 – Energia versus Penetração – Haste 11,80m (Odebrecht, 2003)

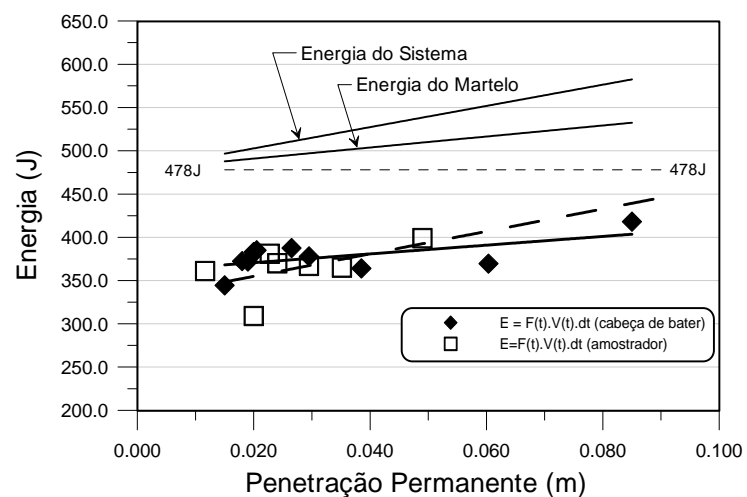


Figura 2.11 – Energia versus Penetração – Haste 18,80m (Odebrecht, 2003)

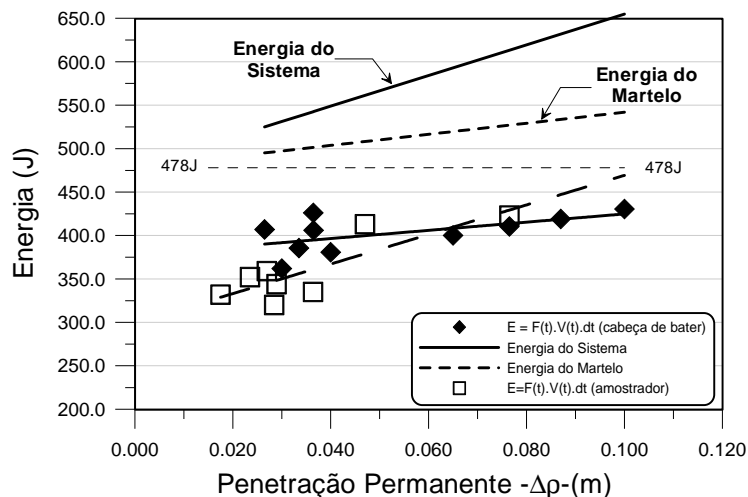


Figura 2.12 – Energia versus Penetração – Haste 35,80m (Odebrecht, 2003)

Destes gráficos pode-se perceber que há uma perda adicional de energia transferida à haste, ocorrendo entre a cabeça de bater e o amostrador. Percebe-se também que esta perda é mais pronunciada para as hastes longas. Assim, estes gráficos indicam que devem ser multiplicados à equação 2.19 dois fatores adicionais de correção: o fator η_2 que representa as perdas ao longo das hastes e o fator η_3 que representa a eficiência do sistema. Com isto, a equação 2.11 pode ser reescrita sob a forma a seguir.

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_3 [\eta_1 (0,75 + \Delta\rho) M_m g + \eta_2 \Delta\rho M_h g] \tag{2.20}$$

onde: $\eta_2 = \beta_2 + \alpha_2 l$ e $\eta_3 = \beta_3 + \alpha_3 l$

A determinação dos coeficientes em questão (η_2 e η_3) não é trivial. Para tanto Odebrecht (2003) adotou várias hipóteses e, a que melhor se ajustou aos dados experimentais considera que $\eta_2 = 1$ e η_3 expresso em função do comprimento das hastes, conforme a equação 2.21.

$$\eta_3 = 1 - 0,0042l \tag{2.21}$$

A Figura 2.13 apresenta os erros plotados em função do comprimento da haste e em função da penetração. Pode-se observar que o erro encontrado é da ordem de 50J e não depende do comprimento da haste e nem do valor da penetração do amostrador no solo.

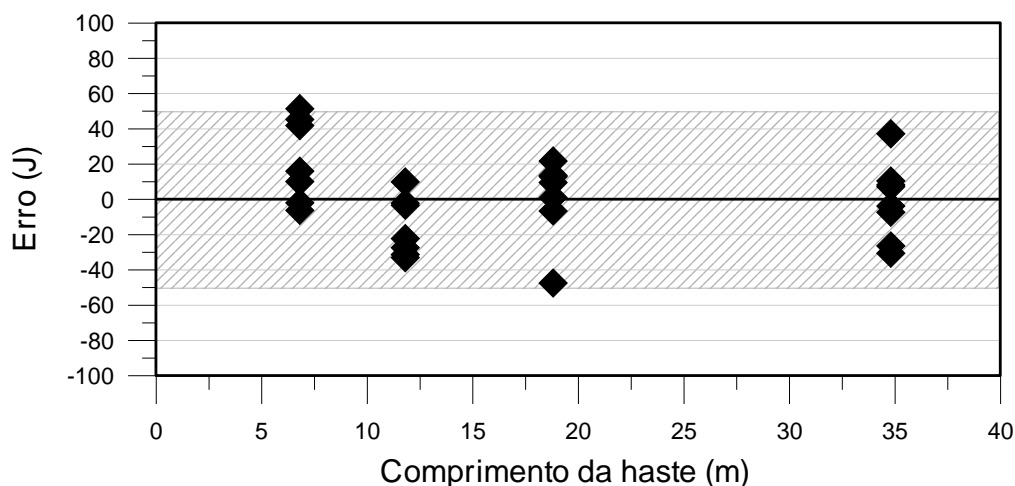


Figura 2.13 – Erro na estimativa da energia entregue ao solo *versus* comprimento da haste e penetração (Odebrecht, 2003)

Nestes casos, Odebrecht (2003), também re-analisou os dados de Cavalcante. Nesta re-análise, obteve-se valores de $\eta_2 = 1$ e $\eta_3 = 0,0907-0,0661$. Segundo o autor este valor de η_3 está sujeito a críticas tendo em vista que para um comprimento de haste nulo há perdas de na ordem de 10%, o que não é fisicamente correto.

Com base no acima exposto é importante mencionar que quanto menor o comprimento das hastes menores serão as perdas ao longo destas e para golpes idênticos a eficiência é maior em hastes curtas, conforme indicou Aoki & Cintra (2000).

2.5 COMENTÁRIOS FINAIS

Apesar do ensaio SPT ser o ensaio de campo mais utilizado no mundo, os mecanismos de transferência de energia para o solo não são perfeitamente compreendidos e não foram ainda incorporados à prática de engenharia. A maior parte dos trabalhos na literatura refere-se à padronização do ensaio, visando à transposição de experiências em diferentes regiões.

O entendimento do modo de transferência de energia possibilita a re-interpretação dos resultados do ensaio SPT. Neste capítulo foram apresentados dois tópicos de fundamental importância novas abordagens de análise do ensaio SPT:

- a) O primeiro tópico neste capítulo refere-se à eficiência do ensaio SPT. As medidas de energia possibilitaram a padronização do ensaio e, com isto, a transposição de experiências de resultados obtidos através do uso de equipamentos e procedimentos distintos, porém, realizados rigorosamente segundo as recomendações da NBR 6484/2001. A adoção dos fatores de eficiência η_1 , η_2 e η_3 amplia o potencial de aplicação ao estabelecer uma formulação que permite calcular a energia entregue ao sistema amostrador-solo durante o processo de penetração;

- b) O segundo aspecto refere-se a possibilidade de obtenção de uma força dinâmica, calculada a partir dos valores de energia. O conhecimento desta força de reação, sob o ponto de vista do autor, redireciona a interpretação do ensaio SPT, pois abre caminho à interpretação racional do ensaio. Um exemplo desta aplicação à estimativa de capacidade de carga de estacas é discutido nesta publicação.

CAPÍTULO 3 – PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS: MÉTODO PROPOSTO

3.1 INTRODUÇÃO

A previsão da capacidade de carga de estacas constitui-se um dos desafios da engenharia de fundações por requerer para o projeto a estimativa de propriedades do solo e o conhecimento do modo de interação solo-estaca. Devido à dificuldade de reproduzir analítica e numericamente o mecanismo de interação solo-estaca, a prática brasileira faz uso correlações empíricas, correlacionando diretamente os resultados do ensaio SPT com o desempenho do elemento de fundação.

Estudos recentemente publicados na literatura (*e. g.* Odebrecht, 2003; Aoki & Cintra, 2000 e Aoki & Cintra, 2004) apresentam uma nova metodologia para a interpretação do ensaio SPT a partir da qual é possível estimar uma força dinâmica F_d de penetração do amostrador, obtida em função da energia despendida durante a propagação de ondas na composição de hastes e amostrador.

A proposta deste trabalho é de utilizar esta força dinâmica (F_d) para estimar a capacidade de carga de estacas, relacionando os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador (modelo) com os mecanismos da estaca (protótipo).

3.2 HIPÓTESES ASSUMIDAS

A capacidade de carga de uma estaca é obtida pelo equilíbrio estático entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo, como mostrado na Figura 3.1. Este equilíbrio pode ser expresso pela equação 3.1:

$$Q_U + W = Q_L + Q_P \quad (3.1)$$

onde: Q_U = capacidade de carga total de uma estaca;

W = peso próprio da estaca;

Q_p = capacidade de carga da ponta ou base;

Q_L = capacidade de carga do fuste.

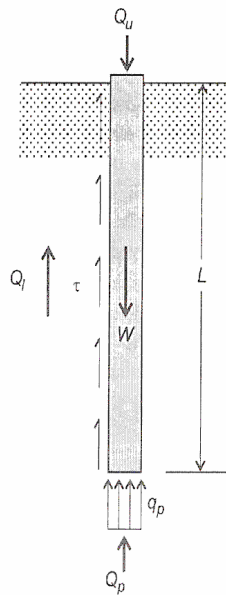


Figura 3.1 – Estaca submetida à carga de ruptura (Vésic, 1972).

Desprezando o peso próprio da estaca, a capacidade de carga é expressa como função de dois termos, um relativo à resistência de ponta e outro ao atrito lateral. Deste modo, a equação 3.1 pode ser reescrita como:

$$Q_{ult} = A_p \cdot q_p + U \int_0^L \tau_l \cdot d_L = A_p \cdot q_p + U \cdot \sum \tau_i \cdot \Delta L \quad (3.2)$$

onde: A_p = área de ponta ou base da estaca;

q_p = resistência unitária de ponta;

U = perímetro da estaca;

τ_l = resistência lateral unitário;

ΔL = trecho do comprimento da estaca ao qual τ_l se aplica.

Sabendo-se que na equação 3.2 os fatores determinantes da capacidade de carga de estacas são as parcelas de resistência unitária de ponta e de atrito lateral unitário, este trabalho propõe estabelecer uma correlação entre os valores de resistência da estaca com os valores das

resistências unitárias lateral e de ponta mobilizadas durante o processo de cravação do amostrador SPT no solo. Na correlação proposta, a estaca é admitida como protótipo e o amostrador SPT como modelo, devendo-se por isto levar em consideração possíveis efeitos de escala.

Tendo em vista o grande número de fatores que influenciam na capacidade de carga, optou-se por concentrar o estudo em estacas cravadas, dada a similaridade de mecanismos entre este tipo de estaca e o amostrador - em ambos os casos não há alívio de tensões durante a cravação. Posteriormente, a experiência em estacas cravadas é extrapolada para outros tipos de fundações (escavadas e hélice contínua).

3.3 RESISTÊNCIAS UNITÁRIAS MOBILIZADAS PELO AMOSTRADOR SPT

Na nova proposta de interpretação do ensaio SPT (ver Capítulo 2) o valor de N_{spt} é representado pela penetração por golpe ($\Delta\rho$). A aplicação dos conceitos de energia contida no processo de cravação permitiram estabelecer o trabalho despendido para cravar o amostrador no solo. Como o trabalho é o produto da força pelo deslocamento, pode-se obter a força de reação dinâmica do solo à cravação do amostrador. A equação 3.3 representa esta força dinâmica de reação.

$$F_d = \frac{\eta_3[\eta_1(0,75 + \Delta\rho)M_m g + \eta_2 \Delta\rho M_h g]}{\Delta\rho} \quad (3.3)$$

Na equação 3.3 recomenda-se utilizar os valores de $\eta_1 = 0,761$; $\eta_2 = 1$ e $\eta_3 = 0,907 - 0,00661$. Estes valores foram estimados por Odebrecht (2003) através da retro-análise dos dados de Cavalcante (2002). Embora seja aconselhável a calibração de cada equipamento de sondagem localmente, estes valores são adotados no presente trabalho como representativos da variabilidade do ensaio SPT por terem sido obtidos de ensaios realizados em dois estados brasileiros (ver Capítulo 2).

Assim como na cravação de uma estaca, a cravação do amostrador no solo mobiliza dois mecanismos distintos de resistência: atrito lateral ao longo das faces internas e externas e

forças normais à ponta. Deste modo, a força dinâmica F_d calculada pela equação 3.3 pode ser decomposta em duas parcelas.

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p} \quad (3.4)$$

onde: $F_{d,l}$ = força dinâmica lateral mobilizada pelo amostrador;

$F_{d,p}$ = força dinâmica de ponta mobilizada pelo amostrador.

Para que se conheça o valor das resistências unitárias laterais e de ponta mobilizadas pelo amostrador, faz-se necessário dividir as parcelas de atrito lateral e de resistência ponta pelas suas respectivas áreas. As hipóteses adotadas na separação destas parcelas serão detalhadas a seguir e, ilustradas na Figura 3.2.

Quando se crava o amostrador SPT em um solo pouco resistente, material tipicamente encontrado ao longo do fuste de estacas, o corpo do amostrador vai sendo continuamente preenchido de solo. Neste processo, o principal mecanismo de mobilização da resistência é o atrito gerado ao longo da área lateral, tanto interna quanto externa ao amostrador. Nestas condições, a força dinâmica (F_d) mobilizada se equivale à força dinâmica lateral ($F_{d,l}$) e a resistência lateral unitária mobilizada pelo amostrador SPT pode ser escrita da seguinte forma:

$$\tau_{l,spt} = \frac{F_d}{a_l} \quad (3.5)$$

onde: τ_{spt} = atrito lateral unitário no amostrador SPT;

a_l = área lateral total do amostrador (área lateral externa + área lateral interna = $\pi \cdot 5,1 \cdot 30 + \pi \cdot 3,5 \cdot 30 = 810,5 \text{ cm}^2$);

Apesar do corpo do amostrador ter 45,7 cm de comprimento, serão considerados apenas os 30 cm utilizados como referência no valor de N_{spt} . Note-se que, se houver o embuchamento da ponta do amostrador durante o processo de cravação, este não será considerado e a equação 3.5 fornecerá valores incorretos.

Já para solos mais resistentes, tipicamente encontrados na ponta de estacas, argüi-se a hipótese de que no processo de cravação ocorre o embuchamento da ponta do amostrador, mobilizando-se simultaneamente forças normais à ponta e atrito em torno da área lateral externa. Esta hipótese é corroborada pela inspeção sistemática de inúmeros ensaios SPT, nos quais observa-se um nível muito baixo de recuperação de amostras em solos resistentes.

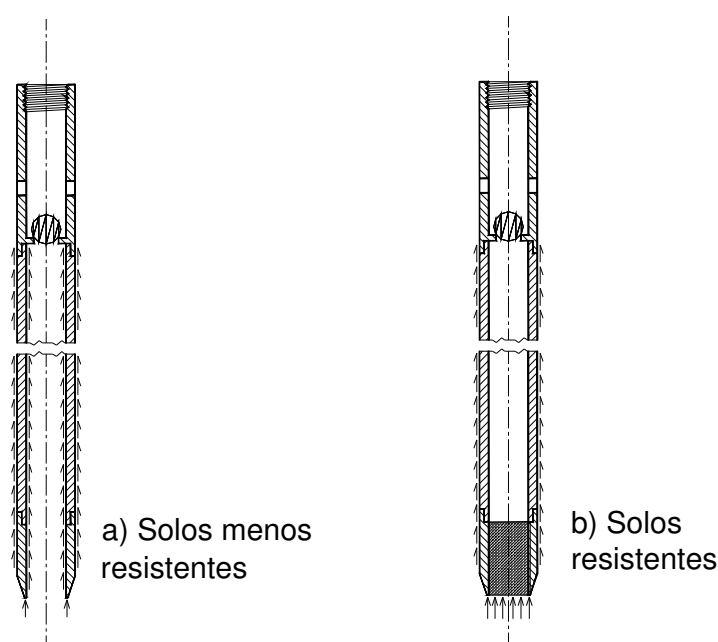


Figura 3.2 - Hipóteses adotadas na separação da força dinâmica mobilizada pelo amostrador

Havendo mobilização tanto de atrito quanto de forças normais à base do amostrador (solos resistentes) há a necessidade de isolar estas duas parcelas. Para esta separação, aconselha-se, estimar a rigidez e o ângulo de atrito do solo e utilizar as teorias de capacidade de carga e de expansão de cavidade esférica (e. g. Terzaghi, 1943, Meyerhof, 1951, 1976, Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972). Utilizando-se a teoria de capacidade de carga proposta por Vésic (1972) aplicada a solos granulares, variando propriedades dos solos: índice de rigidez entre 200 a 500, o ângulo de atrito interno entre 30° a 40° e o nível de tensões efetivas verticais entre 50 kPa a 500 kPa, faixa representativa da maior parte dos solos naturais, pode-se facilmente calcular os valores de resistência transmitidos à ponta da estaca, conforme ilustrado na Figura 3.3. Percebe-se do gráfico uma faixa bem definida entre 60 e 80% de mobilização da resistência de ponta $F_{d,p}$ em relação à resistência total. Deste modo, é possível sugerir, como

uma primeira aproximação, que 70% da força dinâmica (F_d) é proveniente da mobilização da resistência de ponta ($F_{d,p}$) e 30% da resistência lateral externa, quando o amostrador é cravado em solos resistentes (*i.e.* amostrador “embuchado”).

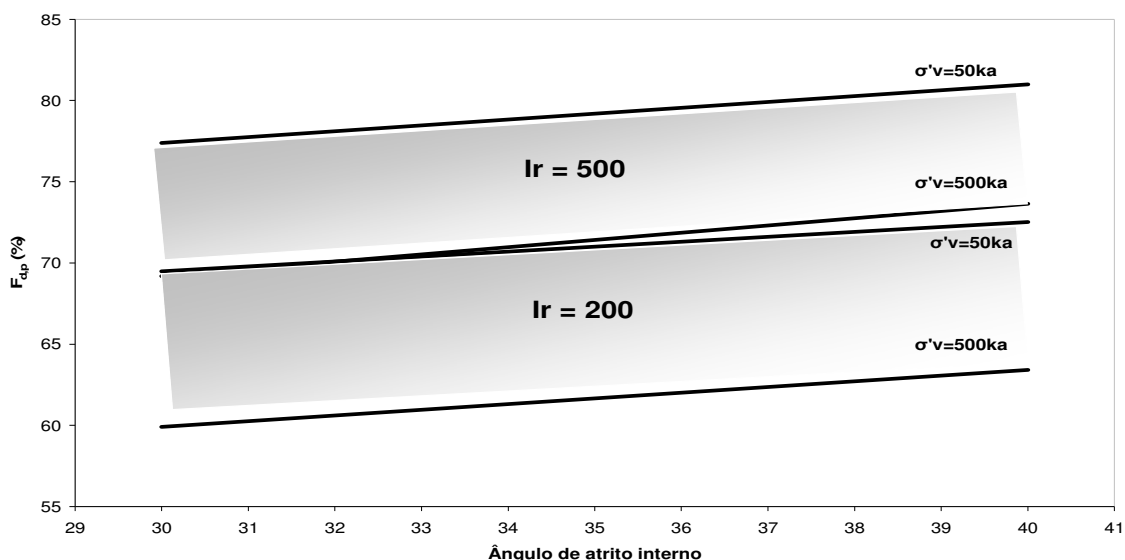


Figura 3.3 – Porcentagem de resistência de ponta mobilizada pela cravação do amostrador SPT em solos arenosos

Assim, resistência de ponta mobilizada pelo amostrador SPT pode ser expressa conforme a equação 3.6.

$$q_{p,spt} = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0,7.F_d}{a_p} \tag{3.6}$$

onde: $q_{p,spt}$ = resistência de ponta mobilizada pelo amostrador SPT;

a_p = área de ponta do amostrador SPT ($a_p = (\pi.5,1^2)/4 = 20,4 \text{ cm}^2$).

3.4 MODELO x PROTÓTIPO

Para aplicar os valores das resistências laterais e de ponta mobilizadas pelo amostrador SPT na previsão da capacidade de carga de estacas deve-se, primeiramente, estabelecer se há alguma relação entre estas resistências e, se esta relação é influenciada pelo efeito de

geometria, ou seja, pela razão entre a geometria da estaca e a geometria do amostrador. Utilizou-se para esta finalidade o banco de dados das estacas adotadas como protótipo (estacas cravadas) organizado na presente pesquisa (detalhado no Capítulo 4). Resultados típicos são apresentados nas Figuras 3.4, 3.5 e 3.6, nas quais são apresentadas as relações entre:

- Figura 3.4: razão de resistências laterais *versus* razão de diâmetros;
- Figura 3.5: razão de resistências laterais *versus* razão de comprimentos;
- Figura 3.6: razão de resistências de ponta *versus* razão diâmetros.

É interessante observar que os gráficos são convenientemente expressos em termos adimensionais. Embora se observe considerável dispersão nos resultados, algumas considerações são possíveis.

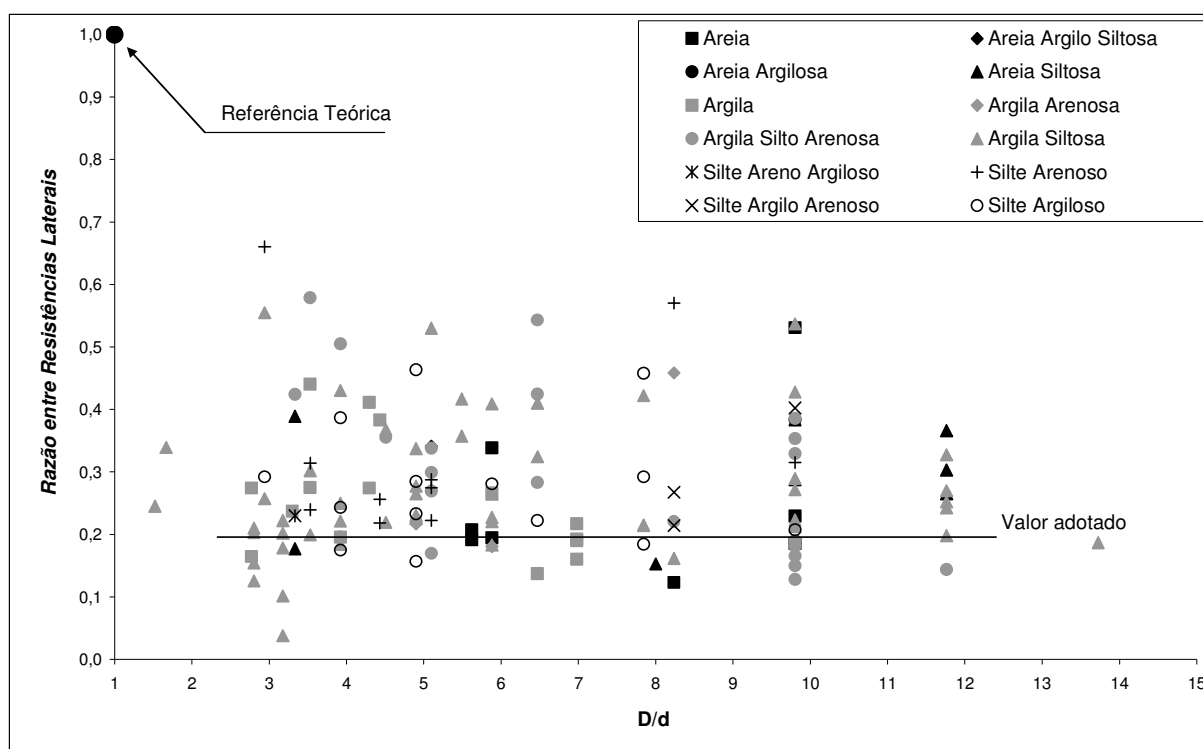


Figura 3.4 – Razão de resistências laterais *versus* razão de diâmetros

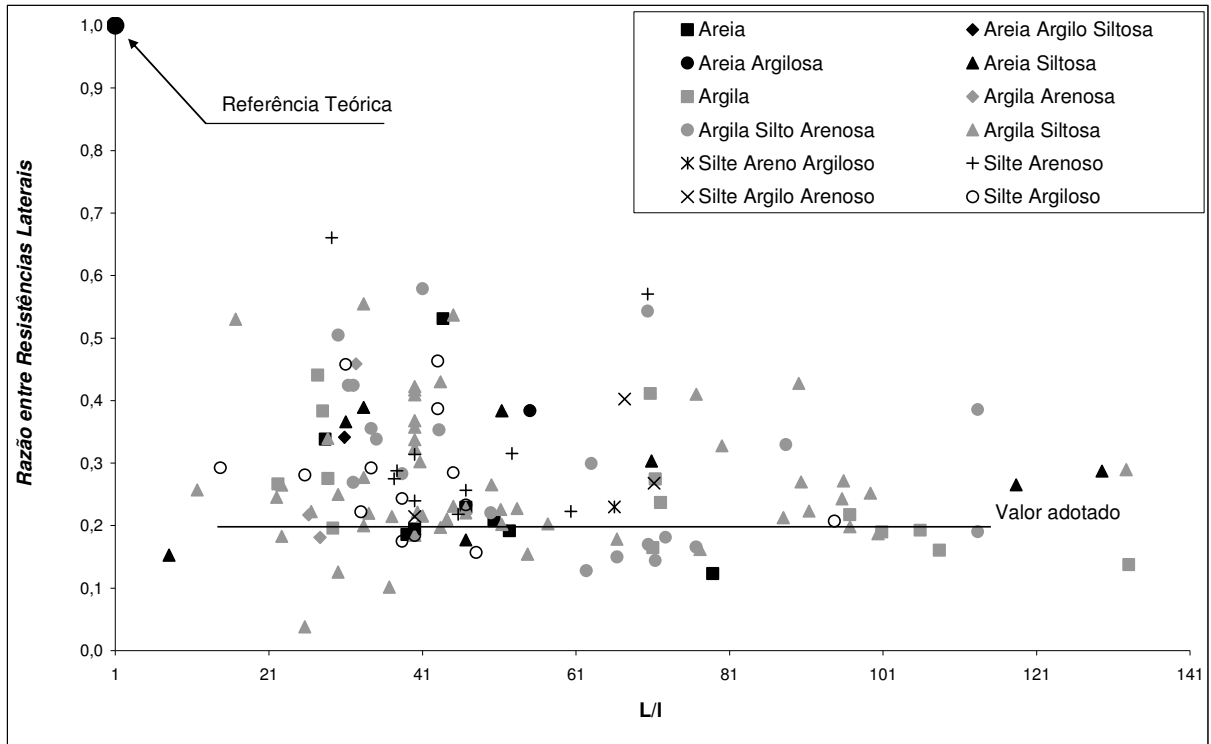


Figura 3.5 – Razão de resistências laterais *versus* razão de comprimentos

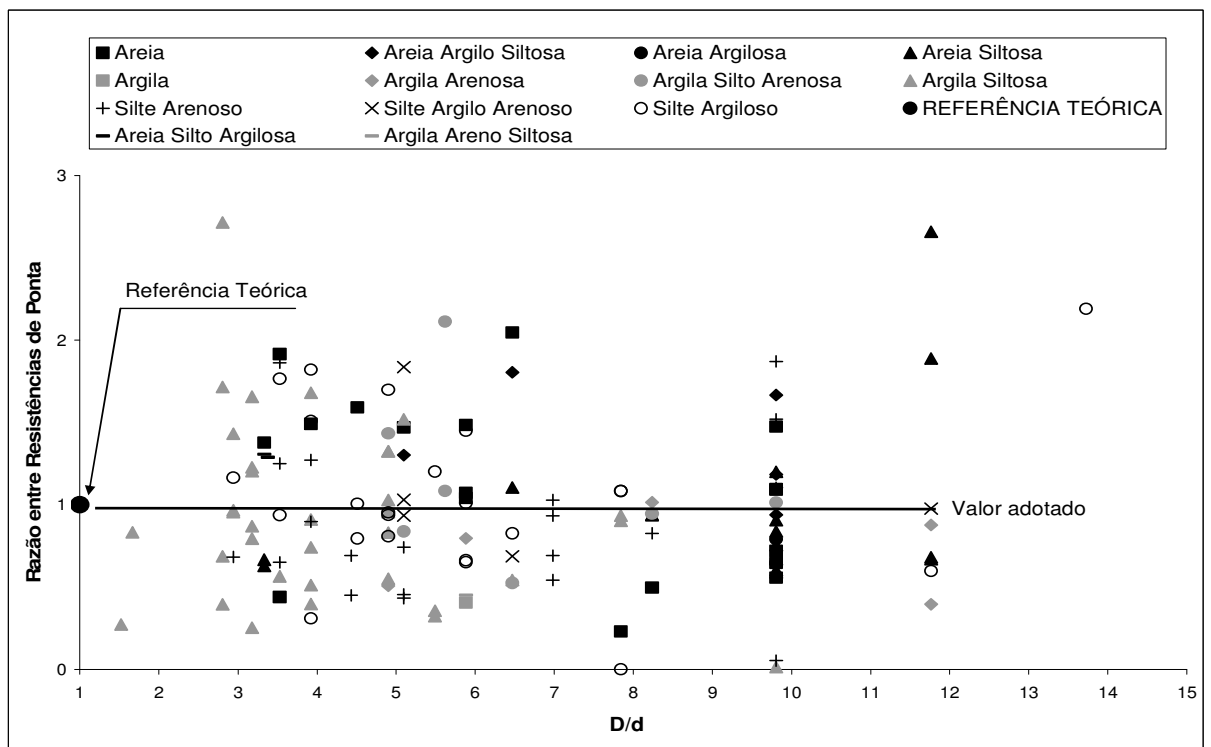


Figura 3.6 – Razão de resistências de ponta *versus* razão de diâmetros

Nas Figuras 3.4 e 3.5 percebe-se que a razão entre as resistências laterais mobilizadas na estaca e no amostrador diminui com o aumento da relação entre seus diâmetros e comprimentos. Observa-se assim um efeito de escala na transposição da resistência lateral mobilizada pelo amostrador (modelo) para a estaca (protótipo). Para fins de cálculo, adota-se como valor representativo deste efeito uma queda de 80% da resistência mobilizada pelo amostrador com relação às mobilizadas pela estaca, ou seja, a resistência unitária lateral mobilizada pela estaca é de apenas 20% da tensão cisalhante mobilizada no amostrador SPT. Deste modo, a equação 3.7 apresenta o valor do atrito lateral unitário da estaca.

$$\tau_l = \frac{0,2.F_d}{a_l} \quad (3.7)$$

Na Figura 3.6 percebe-se que a relação das resistências de ponta da estaca e do amostrador é constante e próximo à unidade. Conclui-se, portanto que a resistência de ponta mobilizada no modelo (amostrador) é de mesma magnitude da mobilizada pela estaca. Assim a resistência de ponta na estaca pode ser estimada pela equação 3.8.

$$q_p = \frac{0,7.F_d}{a_p} \quad (3.8)$$

Observando as Figuras 3.4, 3.5 e 3.6, percebe-se que variação da razão de resistências unitárias é independente do tipo de solo, o que sugere que a abordagem sugerida de interpretação do ensaio SPT captura o mecanismo de transferência da estaca. Esta afirmação será amplamente consubstanciada ao longo desta dissertação, especialmente no Capítulo 6.

3.5 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Aplicando os valores das resistências τ_l e q_p expressos pelas equações 3.7 e 3.8, na equação 3.2, pode-se facilmente estimar a capacidade de carga de estacas através da força dinâmica calculada pelo ensaio SPT:

$$Q_U = Q_L + Q_P = \frac{0,2.U}{a_l} \Sigma F_d \Delta L + 0,7.F_d \frac{A_p}{a_p} \quad (3.9)$$

Sabendo-se que a capacidade de carga de uma estaca esta intimamente relacionada com o seu processo executivo, deve-se estabelecer ajustes na equação 3.9 para considerar os diferentes tipos de estacas. Estes ajustes são representados pelos coeficientes α e β aplicados às resistências laterais e de ponta, respectivamente. Deste modo a equação 3.9 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$Q_U = \alpha.Q_L + \beta.Q_P \quad (3.10)$$

Os coeficientes α e β são obtidos através de correlações estatísticas entre os valores previstos pelo método proposto e valores medidos em provas de carga estática (ver Capítulo 5) para os diferentes tipos de estacas analisadas (cravadas metálicas, cravadas pré-moldadas, hélice contínua e escavadas).

CAPÍTULO 4 – BANCO DE DADOS

4.1 INTRODUÇÃO

As provas de carga constituem-se em técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo a única efetivamente confiável (Milititsky, 1991). A importância das provas de carga estáticas se justifica por representar, em verdadeira grandeza, o complexo comportamento de interação solo-estaca, reproduzindo de forma muito próxima as condições de funcionamento a que a estaca será submetida.

Para avaliar o desempenho do método proposto neste trabalho, há a necessidade de comparar as cargas estimadas pelo método com as cargas obtidas por provas de carga. Com este objetivo, formou-se um banco de dados com 367 provas de carga, de compressão e tração, executadas em diferentes regiões do país. A Figura 4.1 apresenta a localização das provas de carga que formam o banco de dados do presente trabalho.

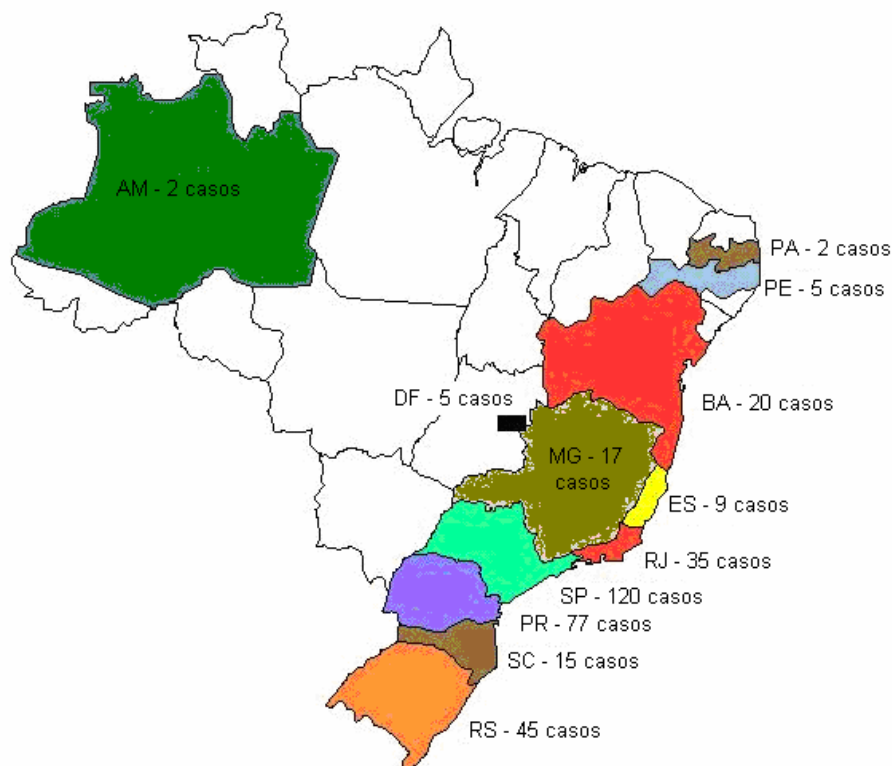


Figura 4.1 – Localização das provas de carga que formam o banco de dados

4.2 DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA

Diversos métodos têm sido desenvolvidos e apresentados na literatura, para definição da carga limite, carga última ou carga de ruptura, denominações que envolvem pequenas nuances. Estes métodos podem ser subdivididos em quatro grupos: do recalque limite, da deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elásticas e pseudo-plásticas e da forma matemática. Dentro do primeiro grupo, no qual a carga de ruptura é fixada em função de um valor de recalque máximo, destaca-se o método proposto pela NBR 6122. Os métodos baseados em formas matemáticas ajustam à curva carga recalque a uma curva conhecida, que pode ser uma hipérbole (Chin, 1970), uma parábola (Mazurkiewicz, 1972) ou a uma curva exponencial (Van der Veen, 1953). Estes últimos além de definirem a carga de ruptura permitem a extrapolação da curva carga recalque segundo a proposta forma matemática.

As provas de cargas em estacas que compõem o este banco de dados foram obtidas na literatura técnica e em arquivos de empresas de fundações e, constam de provas de cargas executadas no Brasil ao longo das últimas quatro décadas. Neste período, houve a vigência de distintos procedimentos com relação à carga máxima aplicada no ensaio. Até 1992, as estacas eram ensaiadas até uma carga correspondente a 1,5 vezes a carga de trabalho e, posteriormente, com a vigência da nova norma, a carga máxima de ensaio corresponde a 2 vezes a carga de trabalho. Principalmente, no primeiro caso, a carga máxima aplicada na prova de carga está geralmente longe da carga de ruptura o que impede a aplicação direta do método preconizado na NBR 6122, que é adotado no presente trabalho como definidor da carga de ruptura da estaca. Nesses casos a definição da carga de ruptura é obtida com o auxílio da extrapolação da curva carga recalque através do uso de uma forma matemática, com a posterior aplicação do método da NBR 6122. O método adotado para a extrapolação da curva carga recalque é o método de Van der Veen, adaptado por Aoki em 1976.

4.2.1 Critério de ruptura da Norma Brasileira – NBR 6122

A Norma Brasileira NBR 6122/96, define a carga de ruptura como aquela que corresponde, na curva carga-recalque, ao recalque das deformações plásticas ($D/30$) somado ao recalque das

deformações elásticas da estaca. A equação 4.1 expressa o recalque de ruptura e a Figura 4.2, ilustra a aplicação desta equação.

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (4.1)$$

onde: Δ_r = recalque de ruptura;

P_r = carga de ruptura;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

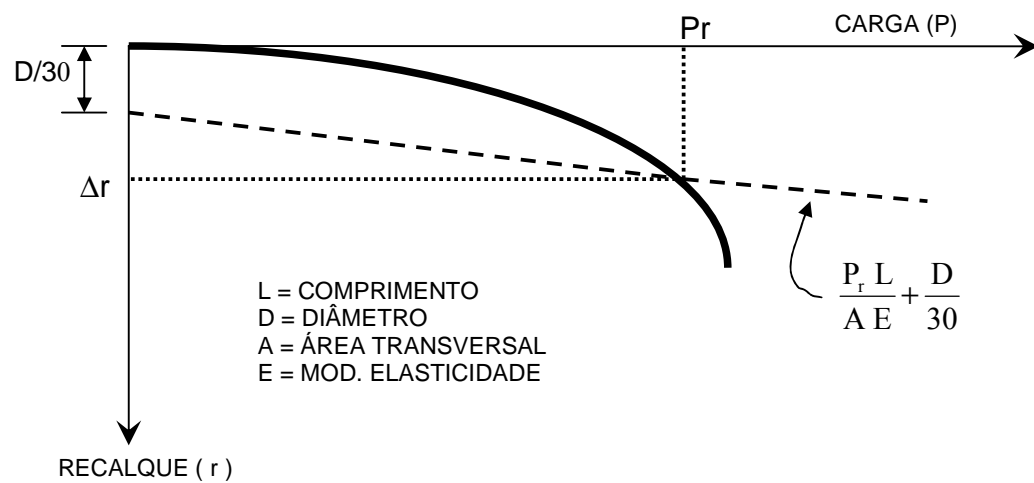


Figura 4.2 – Carga de ruptura pela NBR 6122/96

É importante reiterar que os recalques necessários para definir a carga de ruptura pela NBR 6122/96 são apreciáveis, tendo como parâmetro que a norma define que a carga máxima de ensaio deve ser de duas vezes a carga de trabalho e, para este nível de carregamento, as deformações nem sempre atingem valores na ordem de $D/30$.

4.2.2 Método de Van der Veen (1953)

O Método de Van der Veen (1953) é o método de extrapolação da curva carga recalque de provas de carga mais utilizado no Brasil (Velloso & Lopes, 2002). Neste método a carga última é definida, por tentativas, através de uma equação matemática ajustada como função do trecho que se dispõe da curva carga-recalque. Partindo de um valor de carga P_r (carga de ajuste) qualquer adotado, calculam-se os valores correspondentes de “ $\ln(1-P/P_r)$ ” que são plotados em um gráfico em função do recalque “ r ”. Novas tentativas são realizadas com outros valores de “ P_r ” até que o gráfico resulte, aproximadamente, em uma linha reta, adotando este valor de “ P_r ” como o valor da carga de ruptura do elemento. A expressão que define a curva carga-recalque, proposta por Van der Veen, é apresentada na equação 4.1.

$$P = P_r \cdot (1 - e^{-ar}) \quad (4.1)$$

onde: P = pressão nos diversos pontos da curva carga-recalque;

r = recalque nos diversos pontos da curva carga-recalque

a = parâmetro determinado por regressão linear que define a forma da curva;

Na aplicação do método de Van der Veen, Aoki (1976) observou que a reta obtida (correspondente à carga de ruptura) não passava pela origem, mas apresentava um intercepto. Deste modo, Aoki propôs a inclusão de um intercepto “ b ”, dando origem ao método de Van der Veen generalizado. Com base na expressão generalizada obtém-se a curva ajustada, arbitrando-se valores para r e calculando os valores correspondentes para P .

$$P_i = P_r \cdot (1 - e^{-(b+as)}) \quad (4.2)$$

onde: b = ponto de interseção da reta procurada no método, com o eixo das abscissas.

Existem inúmeras discussões quanto à confiabilidade das curvas carga-recalque extrapoladas, pois as extrapolações obtidas a partir de provas de carga, cuja curva carga-recalque não ultrapassa o trecho elástico, podem conduzir a valores de ruptura superestimados (e. g. Poulos e Davis, 1980; Tomlinson 1995).

4.3 APRESENTAÇÃO DO BANCO DE DADOS

O banco de dados é composto por 324 provas de carga à compressão e 43 provas de carga à tração. Das provas de carga à compressão 131 casos são de estacas cravadas pré-moldadas de concreto armado, 95 de estacas hélice contínua, 70 de estacas escavadas e 28 casos de estacas cravadas metálicas. Já nas provas de carga à tração 3 casos são de estacas cravadas pré-moldadas de concreto armado, 31 de estacas hélice e 9 casos são de estacas escavadas.

As provas de carga à compressão são apresentadas nas Tabelas 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, sendo uma para cada tipo de estaca analisada: cravada metálica, cravada pré-moldada de concreto armado, hélice contínua e escavada respectivamente. Nestas tabelas, a primeira coluna numera cada prova de carga analisada, numeração esta tida como referência em análises posteriores. A segunda e terceira colunas apresentam características das estacas como seção transversal e comprimento. A quarta e quinta colunas indicam os valores máximos de carga e recalque atingidos pela prova de carga, sendo relacionado a seguir a carga de ruptura total ($Q_{U, rup}$), lateral ($Q_{l, rup}$) e de ponta ($Q_{p, rup}$) adotadas. Posteriormente é apresentada a referência bibliográfica de cada elemento e a localização da prova de carga.

A separação da carga de ruptura lateral e de ponta, obtida de cada prova de carga, foi realizada considerando que, durante a mobilização da carga lateral, a curva carga recalque apresenta pequenos acréscimos de recalque com o aumento do carregamento. Nestes casos, a curva carga recalque pode ser aproximada a uma reta e assim, a parcela de atrito lateral é estimada pelo trecho elástico da curva carga-recalque. A carga de ponta é calculada pela diferença entre a total e a de atrito lateral.

Nas Tabelas 4.1 a 4.4, a seguir apresentadas, destacam-se, em cinza escuro as provas de carga na qual a carga de ruptura é definida pela simples aplicação do método da NBR 6122 dos resultados obtidos com o auxílio da extrapolação da curva carga recalque. Com relação aos resultados obtidos com o auxílio da extrapolação da curva carga-recalque são apresentados, em cinza claro, os resultados onde a máxima carga aplicada na prova de carga atingiu mais de 90% da carga de ruptura obtida pelo método da NBR 6122. Todas as provas de carga analisadas no presente trabalho são apresentadas no anexo I (*cd-rom*, no arquivo *ruptura.xls*).

Tabela 4.1 – Provas de carga à compressão – estacas cravadas metálicas

Estacas Cravadas Metálicas - PC à Compressão									
Estaca	S(cm)	L (m)	Carga máx aplicada (kN)	Recalque máx (mm)	Qrup - NBR 6122/96	QLrup (kN)	Qprup (kN)	Ref.	Local
1	W 150x22,5	19,8	900	15,79	640	400	240	35	São Paulo, SP
2	W 200x46,1	23,7	1600	18,78	1200	1200	0	35	São Paulo, SP
3	HP 250x62	24,5	2200	21,51	1500	1500	0	35	São Paulo, SP
4	W 310x52	26,3	2000	19,77	1500	1500	0	35	São Paulo, SP
5	HP 310x79	26	2800	27,05	1550	1550	0	35	São Paulo, SP
6	35,6	30,3	1400	41,54	1100	500	600	15	Santos, SP
7	35,6	31,8	2170	48,60	2040	600	1350	15	Santos, SP
8	35,6	29	1500	29,78	1260	600	660	15	Santos, SP
9	35,6	32,5	2467	33,30	1500	500	1000	15	Santos, SP
10	Duplo I 10"	15,7	1200	4,29	1630	800	830	31	Rio de Janeiro, RJ
11	Duplo I 10"	15,1	1200	3,89	1670	750	920	31	Rio de Janeiro, RJ
12	14,1	21,4	900	34,67	320	200	120	3	Rio de Janeiro, RJ
13	14,1	21,3	900	67,57	300	120	180	3	Rio de Janeiro, RJ
14	16,8	21,6	1000	62,87	300	200	100	3	Rio de Janeiro, RJ
15	21,9	21,4	2600	35,95	740	200	540	3	Rio de Janeiro, RJ
16	21,9	21,2	1850	35,21	800	300	500	3	Rio de Janeiro, RJ
17	16,2	8	914	9,84	900	700	200	3	Bahia
18	16,2	11	493	8,40	490	400	90	72	Bahia
19	14,3	13,3	814	10,00	815	600	215	72	Bahia
20	14,3	9	400	19,57	360	250	110	72	Bahia
21	8,5	8,6	673	9,98	670	500	170	72	Bahia
22	7,8	6,6	279	19,77	270	200	70	72	Bahia
23	16,2	7,7	557	60,59	190	90	100	72	Bahia
24	16,2	19,9	1600	9,72	1700	1300	400	72	Bahia
25	16,2	15,4	1420	14,69	1400	1100	300	72	Bahia
26	16,2	16,3	1600	7,57	2030	1100	930	72	Bahia
27	14,3	17,2	900	5,71	1135	700	435	72	Bahia
28	14,3	16,4	800	7,46	825	500	325	72	Bahia

Tabela 4.2 – Provas de carga à compressão - estacas cravadas pré-moldadas

Estacas Cravadas Pré-moldadas - PC à Compressão									
Estaca	S(cm)	L (m)	Carga máx aplicada (kN)	Recalque máx (mm)	Qrup - NBR 6122/96	QLrup (kN)	Qprup (kN)	Ref.	Local
1	26	18,9	-	-	1115	400	715	57	Cubatão, SP
2	26	21,12	-	-	1005	300	705	57	Cubatão, SP
3	26	10,5	-	-	950	400	550	57	Sumaré, SP
4	26	11,2	-	-	850	300	550	57	Sumaré, SP
5	26	9,25	-	-	1000	400	600	57	Jaguareé, SP
6	26	3,3	-	-	1040	400	640	57	Via Anhanguera, SP

7	33	21,1	-	-	1830	800	1030	57	Cubatão, SP
8	33	39,9	-	-	1115	400	715	57	Santos, SP
9	33	9,9	-	-	900	440	460	57	Via Anhanguera, SP
10	33	11,5	-	-	1080	500	580	57	São Bernardo do Campo, SP
11	33	23	-	-	1250	400	850	57	Santa Cruz, RJ
12	42	21,35	-	-	2030	500	1530	57	São Sebastião, SP
13	42	12	-	-	2200	450	1750	57	Volta Redonda, RJ
14	42	9,7	-	-	1880	800	1080	57	São Caetano do Sul, SP
15	42	21,1	-	-	5300	2000	3300	57	Duque de Caxias, RJ
16	42	14,97	-	-	1780	800	980	57	Sumaré, SP
17	42	23,15	-	-	1820	500	1320	57	Santa Cruz, RJ
18	50	23	-	-	3100	900	2200	57	Caju, RJ
19	50	21,8	-	-	2700	1100	1600	57	São José dos Campos, SP
20	50	18	-	-	2430	500	1930	57	Angra dos Reis, RJ
21	50	15,4	-	-	2610	600	2010	57	Angra dos Reis, RJ
22	50	13,1	-	-	2790	500	2290	57	Angra dos Reis, RJ
23	50	15,8	-	-	2350	1000	1350	57	Duque de Caxias, RJ
24	50	26,5	-	-	2520	550	1970	57	Santos, SP
25	50	34	-	-	2600	1000	1600	57	Santos, SP
26	50	34	-	-	2620	800	1820	57	Santos, SP
27	50	14	-	-	2850	750	2100	57	Ipatinga, MG
28	50	29,5	-	-	4030	800	3230	57	Santa Cruz, RJ
29	50	27,4	-	-	2940	750	2190	57	Santa Cruz, RJ
30	50	38,85	-	-	8250	3000	5250	57	Santa Cruz, RJ
31	50	28,75	-	-	5950	1500	4450	57	Santa Cruz, RJ
32	50	26,4	-	-	2760	600	2160	57	Barueri, SP
33	50	19,9	-	-	3140	500	2640	57	Barueri, SP
34	50	16,5	-	-	2900	870	2030	57	Barueri, SP
35	50	20,2	-	-	2650	500	2150	57	Barueri, SP
36	50	9,4	-	-	2810	600	2210	57	Barueri, SP
37	50	18,7	-	-	3600	600	3000	57	Barueri, SP
38	50	28,4	-	-	2750	1000	1750	57	São Caetano do Sul, SP
39	50	11,7	-	-	3050	650	2400	57	Barcarena, PA
40	50	17,75	-	-	2320	1100	1220	57	Barcarena, PA
41	50	12,95	-	-	5000	600	4400	57	Betim, MG
42	60	18,2	-	-	3850	1000	2850	57	São José dos Campos, SP
43	60	9,3	-	-	5000	1000	4000	57	Duque de Caxias, RJ
44	60	21,4	-	-	3950	1000	2950	57	Duque de Caxias, RJ
45	60	29,8	-	-	4900	1200	3700	57	Duque de Caxias, RJ
46	60	27,1	-	-	3170	800	2370	57	Santa Cruz, RJ
47	60	28,7	-	-	3850	1500	2350	57	Av. dos Automobilistas, SP
48	60	29	-	-	3230	1200	2030	57	Av. dos Automobilistas, SP
49	60	35,5	-	-	4300	900	3400	57	Santa Cruz, RJ
50	60	24	2550	16,50	2740	1000	1740	57	-
51	70	30,1	400	4,57	575	250	325	36	São Paulo, SP
52	20	9	700	8,00	770	350	420	36	São Paulo, SP
53	23	10,3	800	6,22	1010	350	660	36	São Paulo, SP
54	26	9,6	1200	15,70	1200	300	900	36	São Paulo, SP
55	33	9,6	1400	7,86	1940	600	1340	36	São Paulo, SP

56	17	10	144,5	24,77	125	75	50	30	Bauru, SP
57	17	14	234	31,04	205	120	85	30	Bauru, SP
58	26	5	301,7	4,82	325	140	185	64	Recife, PE
59	18	5,7	315	3,36	335	150	185	45	Joinville, SC
60	26	18,1	588	6,45	840	260	580	45	Joinville, SC
61	23	13,7	242,7	6,28	265	150	115	45	Joinville, SC
62	22,6	14	227,1	3,54	285	200	85	45	Joinville, SC
63	30	23,3	1800	7,85	2720	1200	1520	45	Joinville, SC
64	20,3	20	315	5,70	540	280	260	45	Joinville, SC
65	18	12,3	436	2,94	675	300	375	45	Joinville, SC
66	18	8,6	770	26,20	650	250	400	34	São José, SC
67	22,6	8,2	800	6,82	1200	400	800	34	São José, SC
68	26	8,4	1000	15,45	950	400	550	34	São José, SC
69	20	8,8	631	28,85	590	200	390	34	São José, SC
70	18	12	440	5,91	570	260	310	34	Joinville, SC
71	18	12	400	5,05	490	200	290	34	Joinville, SC
72	15	10	232	2,37	290	150	140	66	Mamoré, PR
73	23	12	400	9,69	407	200	207	66	Mamoré, PR
74	40	11,1	720	6,86	820	300	520	66	Curitiba, PR
75	30	12	510	2,26	560	350	210	66	Curitiba, PR
76	30	12	450	6,45	780	300	480	66	Joinville, SC
77	50	27	600	27,04	600	250	350	29	Santos, SP
78	50	39,8	1900	15,50	2280	750	1530	29	Santos, SP
79	23	10,2	1800	11,17	2070	1000	1070	29	Santos, SP
80	18	10	300	1,95	320	120	200	21	Curitiba, PR
81	15	8,75	300	3,99	305	120	185	21	Curitiba, PR
82	25	13,5	300	14,54	275	270	5	66	São Paulo, SP
83	20	11,5	540	5,40	600	300	300	66	Curitiba, PR
84	25	13,5	273	22,58	272	150	122	66	Curitiba, PR
85	20	11,5	540	3,92	800	360	440	66	Curitiba, PR
86	15	3,5	390	6,42	650	200	450	66	Curitiba, PR
87	25	12	22,7	27,94	20,5	20	0,5	66	Curitiba, PR
88	25	10	450	5,12	500	250	250	66	Curitiba, PR
89	15	4,4	365	39,66	360	150	210	66	Curitiba, PR
90	15	3,4	55	19,92	55	30	25	66	Curitiba, PR
91	20	12	54	19,74	53	25	28	66	Curitiba, PR
92	25	14	300	28,46	284	100	184	66	Curitiba, PR
93	30	7,7	450	4,50	530	250	280	66	Curitiba, PR
94	40	10,3	600	1,97	770	500	270	66	Curitiba, PR
95	40	12	1150	29,89	1150	320	830	66	Curitiba, PR
96	30	14	1200	5,58	1370	320	1050	66	Curitiba, PR
97	30	16	600	4,82	835	300	535	66	Curitiba, PR
98	25	14	600	3,57	760	320	440	66	Curitiba, PR
99	25	12,4	450	5,59	535	240	295	66	Curitiba, PR
100	20	13	450	12,61	445	240	205	66	Curitiba, PR
101	25	15	300	1,67	390	200	190	66	Curitiba, PR
102	20	13	450	3,28	560	300	260	66	Curitiba, PR
103	20	9	300	2,58	400	250	150	66	Curitiba, PR
104	18	12,2	300	2,08	350	200	150	66	Curitiba, PR

105	40	13	300	4,15	340	150	190	66	Curitiba, PR
106	28	12,2	300	2,97	340	200	140	66	Curitiba, PR
107	40	11	580	20,00	575	320	255	66	Curitiba, PR
108	20	12,1	900	4,89	1240	800	440	66	Curitiba, PR
109	28	12	600	4,01	710	400	310	66	Curitiba, PR
110	40	12	900	4,45	960	600	360	66	Curitiba, PR
111	28	12	900	6,12	990	400	590	66	Curitiba, PR
112	40	12,3	450	10,56	495	200	295	66	Curitiba, PR
113	33	12	300	5,52	350	250	100	66	Curitiba, PR
114	25	14,4	450	8,78	485	240	245	66	Curitiba, PR
115	25	12,9	600	3,42	780	400	380	29	Guarulhos, SP
116	20	12,9	600	2,96	1020	400	620	29	Guarulhos, SP
117	25	7,85	600	4,90	1015	400	615	29	Guarulhos, SP
118	30	6,65	600	4,65	1140	500	640	29	Guarulhos, SP
119	30	7	600	7,75	705	300	405	29	Guarulhos, SP
120	30	8,3	500	7,27	680	300	380	66	Campo Largo, PR
121	30	6,8	600	7,62	815	300	515	66	Campo Largo, PR
122	25	15,35	600	6,59	710	300	410	66	Campo Largo, PR
123	25	14	1500	6,12	525	300	225	66	Araucária, PR
124	42	23,65	2100	13,25	1800	600	1200	66	Duque de Caxias, RJ
125	30	14	600	28,60	600	480	120	29	São Paulo, SP
126	28	14,86	320	3,70	750	320	430	29	São Bernardo do Campo, SP
127	28	14,68	360	3,15	720	300	420	29	São Bernardo do Campo, SP
128	28	14,86	480	5,25	910	400	510	29	São Bernardo do Campo, SP
129	40	9,3	1200	49,26	1200	600	600	29	São Paulo, SP
130	26	11,3	450	3,64	730	300	430	29	São Paulo, SP
131	30	8,5	780	50,00	780	200	580	66	São Paulo, SP

Tabela 4.3 – Provas de carga à compressão - estacas hélice contínua

Estacas Hélice Contínua - PC à Compressão									
Estaca	S(cm)	L (m)	Carga máx aplicada (kN)	Recalque máx (mm)	Qrup - NBR 6122/96	QLrup (kN)	Qprup (kN)	Ref.	Local
1	35	11,55	1320	4,93	1700	750	950	1	Brooklin, SP
2	35	8,59	940	17,76	880	240	640	1	Brooklin, SP
3	60	16,04	2600	14,2	2700	1000	1700	1	Tatuapé, SP
4	70	14,67	4400	8,65	5400	1500	3900	1	Brooklin, SP
5	60	16,1	3630	26,88	3600	1500	2100	1	Tatuapé, SP
6	35	19	1200	5,8	1350	600	750	1	São José dos Pinhais, PR
7	40	14,1	1600	7,36	2080	600	1480	1	São José dos Pinhais, PR
8	50	15,4	2000	6,06	2450	1000	1450	1	São José dos Pinhais, PR
9	35	20,2	1200	7,61	1440	750	690	1	São José dos Pinhais, PR
10	35	20,2	1200	7,2	1720	720	1000	1	São José dos Pinhais, PR
11	35	19,6	1000	22,78	970	250	720	1	São José dos Pinhais, PR
12	40	15	1600	7,72	2440	750	1690	1	Santana, SP
13	40	16,04	1200	8,73	1290	600	690	1	Porto Alegre, RS
15	50	17	2000	11,41	2750	600	2150	1	São José dos Pinhais, PR
16	40	9,07	1450	17,14	1410	360	1050	1	Porto Alegre, RS

Método de previsão de capacidade de carga de estacas: Aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT

17	50	12,03	1700	61,28	1380	430	950	1	Porto Alegre, RS
18	50	12,03	1900	22,75	1870	600	1270	1	Porto Alegre, RS
19	50	12,85	2000	26,37	1900	750	1150	1	Florianópolis, SC
20	50	12	2000	10,74	2280	750	1530	1	Araucária, PR
21	80	11,83	4140	189,4	2820	1000	1820	1	Vila Madalena, SP
22	50	21,12	2280	4,61	3000	1100	1900	1	Londrina, PR
23	70	17	4290	17,47	4450	2500	1950	1	Lapa, SP
24	70	23	3270	3,95	4200	2000	2200	1	Belo Horizonte, MG
25	35	6	980	13,29	990	400	590	1	Curitiba, PR
26	35	7	1400	9,4	1430	750	680	1	Curitiba, PR
27	40	11,4	1307	36,61	1230	400	830	1	Londrina, PR
28	40	11,4	2277	6,52	2490	720	1770	1	Londrina, PR
29	35	7,5	640	62,19	470	120	350	1	Cidade Universitária, SP
30	43	7,5	820	41,66	690	400	290	1	Cidade Universitária, SP
31	40	12	1600	3,92	1990	750	1240	1	Águas Claras, RS
32	40	11	800	3,92	890	400	490	1	Águas Claras, RS
33	60	11,46	2070	19,26	2120	1000	1120	1	Guarulhos, SP
34	60	11,81	2040	5,94	2800	1200	1600	1	Mogi das Cruzes, SP
35	60	13,5	2660	21,02	2700	800	1900	1	Jacarepaguá, RJ
36	60	13,5	2800	27,44	2710	1000	1710	1	Jacarepaguá, RJ
37	60	14,5	2800	50,83	1820	700	1120	1	Jacarepaguá, RJ
38	60	14,5	2800	15,55	2350	600	1750	1	Jacarepaguá, RJ
39	35	11	1200	10,74	1310	500	810	1	Jacarepaguá, RJ
40	50	11	2000	15,23	2140	1000	1140	1	Jacarepaguá, RJ
41	50	13	2200	11,54	2250	815	1435	1	Jaguariuna, SP
42	50	21	2200	5,17	2680	1000	1680	1	Jaguariuna, SP
43	60	18,75	2500	16,22	2850	750	2100	1	Belo Horizonte, MG
44	60	18,75	2500	17,42	2660	600	2060	1	Belo Horizonte, MG
45	40	17	820	4,28	1000	500	500	1	Belo Horizonte, MG
46	50	22	2400	13,3	2810	1000	1810	1	Botafogo, RJ
47	40	14,25	1280	1,67	1510	800	710	1	Sete Lagoas, MG
48	40	13	1600	8,89	1820	750	1070	1	Barueri, SP
49	50	18	2200	5,69	2410	1000	1410	1	Ipatinga, MG
50	50	18	2200	17,12	2350	550	1800	1	Ipatinga, MG
51	70	19	2850	6,87	3150	1500	1650	1	Flamengo, RJ
52	70	16	3090	13,59	3200	1500	1700	1	Morunbi, SP
53	50	13	1500	3,44	2070	1000	1070	1	Jacareí, SP
54	50	9,3	1500	6,39	1760	600	1160	1	Jacareí, SP
55	70	18,4	4000	16,5	4020	2000	2020	1	Imirin, SP
56	70	18,4	4000	9,43	4850	1500	3350	1	Imirin, SP
57	70	15,8	2800	49,87	2280	600	1680	1	Imirin, SP
58	70	23	2800	65,98	1960	700	1260	1	Imirin, SP
59	70	24	4800	23,53	4900	2500	2400	1	Imirin, SP
60	70	13	2130	29,66	1950	500	1450	1	Santos, SP
61	50	15	2000	24,85	1950	500	1450	1	Osasco, SP
62	60	16,57	2000	4,18	2400	1200	1200	1	Blumenau, SC
63	70	23	2350	12,06	2730	1000	1730	1	Vitória, ES
64	50	12	1560	44,06	1340	1000	340	1	Moema, SP
66	50	18,5	2450	8,68	3500	1000	2500	1	Porto Alegre, RS

67	25	9,44	500	23,19	400	120	280	1	Guarulhos, SP
68	25	8,5	500	21,26	300	200	100	1	Guarulhos, SP
69	25	12	500	19,48	410	150	260	1	Guarulhos, SP
70	25	14	560	18,26	510	150	360	1	Guarulhos, SP
71	25	15	590	5,38	700	300	400	1	Guarulhos, SP
72	25	15	590	5,29	710	375	335	1	Guarulhos, SP
73	50	26,5	2100	6,66	2160	1500	660	1	Vitória, ES
74	50	22	2600	10,23	3200	1500	1700	1	Serra, ES
75	50	19	2030	23,95	1950	1300	650	1	Porto Alegre, RS
76	40	23	1540	5,8	1930	1000	930	1	Viçosa, MG
77	70	11,5	2600	3,96	3450	1500	1950	1	Vila Velha, ES
78	35	7	700	38,93	630	175	455	1	Belo Horizonte, MG
79	35	7	650	29,86	570	200	370	1	Belo Horizonte, MG
80	35	10	792	3,48	455	260	195	1	Belo Horizonte, MG
82	60	16	2600	6,07	2960	1500	1460	1	Belo Horizonte, MG
83	40	16	1600	5,26	2190	1000	1190	1	Osasco, SP
84	50	12,2	1800	38,78	1690	600	1090	1	Araucária, PR
85	30	17,8	600	4,1	660	400	260	1	Valinhos, SP
86	30	17,8	1160	14,89	1260	600	660	1	Valinhos, SP
87	50	21	2000	10,43	2110	900	1210	1	Recife, PE
88	40	20	1200	15,6	1230	600	630	1	Recife, PE
89	40	10,5	1260	8,48	1700	500	1200	1	São José dos Pinhais, PR
90	40	7,8	648	18	620	360	260	1	São José dos Pinhais, PR
91	40	14,5	1260	7,7	1780	600	1180	1	São José dos Pinhais, PR
93	50	19	1800	8,35	1940	1000	940	1	São José dos Pinhais, PR
94	50	17,4	1040	2,85	1640	800	840	1	Manaus, AM
95	50	14	2030	8,64	2590	1000	1590	1	Camaçari, BA
96	50	14,5	2030	7,18	2860	1300	1560	1	Camaçari, BA
97	50	17	2030	7,75	2400	1000	1400	1	Camaçari, BA
98	50	16	2030	9,36	2450	800	1650	1	Camaçari, BA
99	35	14	1200	17,65	1200	400	800	1	Jacareí, SP

Tabela 4.4 – Provas de carga à compressão - estacas escavadas

Estacas Escavadas - PC à Compressão									
Estaca	S(cm)	L (m)	Carga máx aplicada (kN)	Recalque máx (mm)	Qrup - NBR 6122/96	QLrup (kN)	Qprup (kN)	Ref.	Local
1	70	7,5	990	24,10	990	640	350	37	São Paulo, SP
2	40	11	1000	17,18	1100	600	500	37	Triunfo, RS
3	50	11	1500	21,07	1970	750	1220	37	Triunfo, RS
4	60	11	1800	24,15	2670	1000	1670	37	Triunfo, RS
5	40	20	840	25,34	1890	900	990	37	Triunfo, RS
6	40	20	1200	27,31	2200	1250	950	37	Triunfo, RS
7	40	20	835	27,31	2200	1000	1200	37	Triunfo, RS
8	40	20	1200	24,14	1700	1000	700	37	Triunfo, RS
9	40	20	1200	27,31	2200	1000	1200	37	Triunfo, RS
10	40	20	1200	25,34	1890	840	1050	37	Triunfo, RS
11	40	20	840	27,31	2200	1200	1000	37	Triunfo, RS

12	40	20	840	22,93	1510	720	790	37	Triunfo, RS
13	60	20	1650	25,20	1840	1000	840	37	Triunfo, RS
14	60	20	1650	26,81	2410	1155	1255	37	Triunfo, RS
15	60	20	1650	25,44	2550	1500	1050	37	Triunfo, RS
16	60	20	2010	26,50	2300	760	1540	37	Triunfo, RS
17	60	20	2200	27,99	2830	1320	1510	37	Triunfo, RS
18	60	20	2200	27,60	2690	1320	1370	37	Triunfo, RS
19	60	20	2200	30,79	3820	1750	2070	37	Triunfo, RS
20	70	12	2700	26,83	2120	670	1450	37	Distrito Federal
21	25	6	132,4	8,92	120	95	25	39	-
22	20	10	335	10,10	270	150	120	30	Bauru, SP
23	20	9,95	335	10,14	275	160	115	30	Bauru, SP
24	70	14,3	1410	25,46	1430	700	730	7	Distrito Federal
25	25	12	494	12,68	445	200	245	74	Londrina, PR
26	165	52	15100	75,49	21100	11000	10100	28	Rio Grande, RS
27	165	52	16060	74,42	20000	9000	11000	28	Rio Grande, RS
28	170	60	16650	79,52	21652	6000	15652	27	Rio Grande, RS
29	170	60	15315,5	76,00	18315	6000	12315	27	Rio Grande, RS
30	170	60	15795,8	74,39	16795	6000	10795	27	Rio Grande, RS
31	170	60	15077	73,55	16000	6000	10000	27	Rio Grande, RS
32	36	12,8	10000	57,92	14000	7000	7000	33	Rio de Janeiro, RJ
33	70	10	2638	26,38	2940	1400	1540	34	-
34	70	6	2613	24,95	2600	1000	1600	35	-
35	32	10	569	13,10	490	220	270	60	Ilha Solteira, SP
36	32	10	520	12,88	445	200	245	60	Ilha Solteira, SP
37	32	10	622,1	13,20	510	190	320	60	Ilha Solteira, SP
38	25	3	46,9	8,44	44	30	14	53	Londrina, PR
39	25	3	64,9	8,47	57	40	17	53	Londrina, PR
40	25	3	66,2	8,47	57	40	17	53	Londrina, PR
41	25	4,03	125	8,74	125	125	0	19	Londrina, PR
42	25	4,2	180	8,95	180	125	55	19	Londrina, PR
43	25	6,1	224	9,44	224	224	0	19	Londrina, PR
44	25	6	325	9,92	325	230	95	19	Londrina, PR
45	25	8,2	375	10,83	380	380	0	19	Londrina, PR
46	25	8,4	377,5	10,93	380	280	100	19	Londrina, PR
47	60	20,6	2800	34,55	5000	2000	3000	46	Pindamonhangaba, SP
48	80	16,1	4100	35,88	7200	2700	4500	46	Pindamonhangaba, SP
49	100	17	6000	39,73	7400	3000	4400	46	Pindamonhangaba, SP
50	30	7,9	321,1	11,29	280	150	130	56	Distrito Federal
51	30	7,9	237,5	10,90	200	80	120	56	Distrito Federal
52	30	8,4	240	11,00	210	100	110	56	Distrito Federal
53	120	26,8	9250	48,99	9500	4000	5500	62	Vitória, ES
54	120	6	8000	41,36	6400	1200	5200	62	Ouro Branco, MG
55	120	22,6	9000	47,46	9350	4000	5350	62	-
56	120	15,8	11880	46,97	12500	5000	7500	62	-
57	120	22	8930	47,22	9300	3200	6100	32	Vitória, ES
58	30	9,8	165	11,00	180	100	80	4	Passo Fundo, RS
59	30	11,3	292,5	11,95	325	120	205	4	Passo Fundo, RS
60	50	9	600	19,12	1340	600	740	4	Porto Alegre, RS
61	30	11,5	450	14,22	650	300	350	4	Porto Alegre, RS
62	75	12	1950	27,72	2510	1000	1510	4	Triunfo, RS
63	40	13,6	1125	18,63	1225	750	475	4	Triunfo, RS

64	75	12,2	1950	27,30	2090	700	1390	4	Triunfo, RS
65	80	10,5	2100	28,57	2280	1000	1280	4	Triunfo, RS
66	140	8,25	3750	47,63	4500	1000	3500	4	Esteio, RS
67	140	26,41	10000	55,57	13000	6000	7000	4	Porto Alegre, RS
68	140	7,2	5715	49,71	16300	1400	14900	4	Sapucaia do Sul, RS
69	70	15	2040	26,82	2240	600	1640	4	Porto Alegre, RS
70	40	8,3	645	15,30	745	320	425	4	Porto Alegre, RS

Nas Tabelas 4.5, 4.6 e 4.7 são apresentadas as provas de carga à tração que compõem o banco de dados, do presente trabalho, para estacas cravadas pré-moldadas, hélice contínua e escavadas.

Tabela 4.5 – Provas de carga à tração - estacas cravadas pré-moldadas

Estacas Cravadas Pré-moldadas - PC à Tração					
Estaca	F (cm)	L (m)	Carga máx aplicada (kN)	Ref.	Local
T1	33	14,00	150,0	57	São Paulo, SP
T2	50	7,00	210,0	57	Barueri, SP
T3	33	14,00	100,0	57	Cachoeira Paulista, SP

Tabela 4.6 – Provas de carga à tração - estacas hélice contínua

Estacas Hélice Contínua - PC à Tração					
Estaca	F (cm)	L (m)	Carga máx aplicada (kN)	Ref.	Local
T1	60	11,23	680,0	1	Guarulhos, SP
T2	60	18,75	1250,0	1	Belo Horizonte, MG
T3	40	11,00	600,0	1	Barueri, SP
T4	40	11,00	600,0	1	Barueri, SP
T5	30	12,00	630,0	1	Santana, SP
T6	50	11,00	630,0	1	São José dos Pinhais, PR
T8	70	12,00	1200,0	1	Santos, SP
T9	50	12,00	700,0	1	Osasco, SP
T10	50	12,00	850,0	1	Moema, SP
T11	25	9,44	250,0	1	Guarulhos, SP
T12	25	8,50	250,0	1	Guarulhos, SP
T13	25	12,00	250,0	1	Guarulhos, SP
T14	25	11,00	300,0	1	Guarulhos, SP
T15	25	11,00	295,0	1	Guarulhos, SP
T16	25	11,00	295,0	1	Guarulhos, SP
T17	50	18,00	1380,0	1	Vitória, ES
T18	50	11,00	1380,0	1	Serra, ES
T20	50	10,50	650,0	1	Vila Velha, ES
T21	35	13,00	640,0	1	Belo Horizonte, MG
T22	50	12,20	450,0	1	Araucária, PR
T23	40	21,00	500,0	1	Recife, PE

T24	40	18,00	300,0	1	Recife, PE
T25	40	10,50	300,0	1	São José dos Pinhais, PR
T26	40	12,50	315,0	1	São José dos Pinhais, PR
T27	40	10,50	315,0	1	São José dos Pinhais, PR
T28	40	16,00	450,0	1	São José dos Pinhais, PR
T29	40	17,40	260,0	1	Manaus, AM
T30	50	14,00	508,0	1	Camaçari, BA
T31	50	14,50	508,0	1	Camaçari, BA
T32	50	17,00	508,0	1	Camaçari, BA
T33	50	16,00	508,0	1	Camaçari, BA

Tabela 4.7 – Provas de carga à tração - estacas escavadas

Estacas Escavadas - PC à Tração					
Estaca	F (cm)	L (m)	Carga máx aplicada (kN)	Ref.	Local
T1	20	5	288	48	Uruguai
T2	20	5	246	48	Uruguai
T3	20	4	208	48	Uruguai
T4	20	4	208	48	Uruguai
T5	20	5	267	48	Uruguai
T6	20	5	261	48	Uruguai
T7	30	4	268	48	Uruguai
T8	30	4	272	48	Uruguai
T9	30	5	315	48	Uruguai

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE ESTATÍSTICA

5.1 INTRODUÇÃO

A análise estatística a seguir apresentada objetiva, primeiramente, a quantificação dos coeficientes α e β , inseridos na equação 3.10 (ver Capítulo 3), a fim de capturar diferenças nos mecanismos de mobilização das resistências unitárias entre o amostrador SPT e os diferentes tipos de estaca analisadas.

Conhecidas as dificuldades para o estabelecimento de estimativas confiáveis em projetos geotécnicos, tanto no nível de formulações teóricas quanto semi-empíricas, o segundo objetivo desta análise é atribuir, à estimativa da capacidade de carga do elemento de fundação, um intervalo de confiança baseado na confiabilidade requerida para o projeto.

As análises a seguir apresentadas são bastante simples, baseadas em conceitos de regressão linear, sendo muito utilizadas em estatística aplicada, embora aparentemente pouco difundida na engenharia de fundações.

5.2 REGRESSÃO LINEAR

O primeiro passo, para a determinação dos coeficientes α e β , consiste em aplicar as equações 5.1 e 5.2 para estimar, a carga lateral, a carga de ponta e a carga total (somadas das equações 5.1 e 5.2), de cada estaca que compõe o banco de dados desta dissertação.

$$Q_L = \frac{U}{a_l} \Sigma F_d \Delta L \quad (5.1)$$

$$Q_p = F_d \frac{A_p}{a_p} \quad (5.2)$$

De posse das cargas estimadas pelas equações acima, buscou-se relacionar estes valores com as cargas últimas (lateral, ponta e total) obtidas pela prova de carga (ver Capítulo 4) através de

uma análise de regressão linear. Nesta análise, a carga estimada pelo método proposto é a variável independente e, a carga última obtida pela prova de carga a variável dependente. A análise de regressão linear tem por objetivo encontrar a reta que melhor ajuste dos pontos do diagrama carga prevista *versus* carga medida. A equação desta reta é apresentada abaixo.

$$E\{Y | x\} = a + bx \quad (5.3)$$

onde: $E\{Y | x\}$, representa a curva de regressão linear de Y sobre x , Y representa a variável dependente e x a independente;

$a + bx$, representa a equação da curva de aproximação. Para os casos analisados nesta pesquisa, “ a ” é zero (reta intercepta a origem), fazendo com que a curva de regressão tenha a forma de “ bx ”. A declividade da reta “ b ” é o coeficiente que, multiplicado as equações de capacidade de carga (5.1 e 5.2), resultam no melhor valor de previsão da carga última do método proposto.

A análise de regressão é feita utilizando o critério dos mínimos quadrados. Este método busca a equação da reta que resulte no menor erro quadrático calculado conforme a equação 5.4.

$$\Delta^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - bx_i)^2 \quad (5.4)$$

onde: Δ = erro associado à regressão;

y_i = variável dependente, resultante da prova de carga;

bx_i = capacidade de carga prevista;

A NBR 6122/96 adota um coeficiente de segurança global único para projetos de fundações, impondo aos métodos de previsão de capacidade de carga uma variância não constante, em termos absolutos, das cargas previstas. Estacas projetadas para grandes carregamentos podem apresentar, em termos absolutos, uma maior variação na carga prevista do que elementos projetados para menores carregamentos. Deste modo, a regressão deve utilizar uma análise com variância condicional, atribuindo um maior peso (w) aos pontos que requerem uma

menor variância absoluta (menores capacidades de carga). A variância dos dados é modelada segundo a equação 5.5.

$$\text{Var}\{Y | x\} = s^2 g^2(x) \quad (5.5)$$

onde: $\text{Var}\{Y | x\}$ representa a variância de Y associada a um dado valor de x ;

$g(x)$ é uma função pré-determinada, que representa a dependência da variância do valor de x ;

s é um coeficiente de ajuste;

Sabendo que o erro associado à regressão deve ser expresso segundo a equação 5.4 e que o peso de cada valor deve influenciar na obtenção da reta de melhor ajuste conforme a equação 5.5, o erro quadrático (S) desta análise deve ser estimado conforme a equação 5.6 a qual é adaptada para que seja considerada a ponderação pela variância dependente da variável x .

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n w_i (y_i - bx_i)^2}{n - 2} \quad (5.6)$$

Onde: w_i é definido conforme o modelo de dependência da variável x ($w_i = 1/g^2(x)$);

($n-2$) é a divisão incluída para que o erro quadrático represente também a variância total do ajuste, ou seja, a variância dos resíduos.

A função $g(x)$ foi obtida testando-se várias hipóteses de funções do tipo $g(x) = x^k$, apontando como de melhor ajuste a função com $k = 0,5$, para as análises parciais (carga lateral e carga de ponta) e global (carga total). Conforme já mencionado, $g(x)$ é a função que melhor representa a variabilidade do diagrama carga prevista *versus* medida, ou seja, a forma como os pontos deste diagrama apresentam-se dispersos. Na figura 5.1 é apresentado um exemplo típico de uma análise de regressão linear com variância não constante.

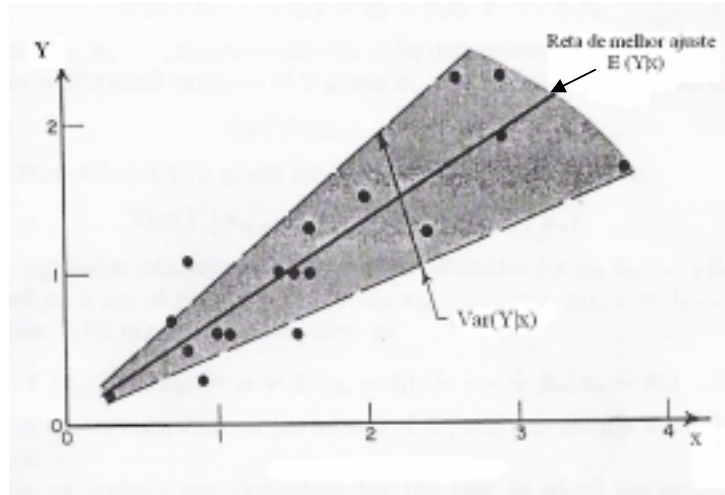


Figura 5.1 – Regressão linear com variância não constante (Ang & Tang, 1975)

5.2.1 Resultados da regressão

As equações descritas anteriormente foram programadas em MATLAB. Os dados de saída do programa são: o valor da declividade da reta de melhor ajuste “ b ” e o coeficiente “ s ”. O coeficiente “ s ”, como já dito, corresponde a um coeficiente que deve ser multiplicado à função $g(x_i)$ a fim de obter o desvio padrão (σ) da previsão. A equação 5.7 apresenta este cálculo para as análises.

$$\sigma_i = s\sqrt{x_i} \quad (5.7)$$

Cada tipo de estaca analisada, na presente pesquisa, foi dividida em 3 populações (estacas que a carga de ruptura é definida pela simples aplicação do método de NBR 6122, estacas nas quais a prova de carga atingiu carregamentos superiores à 90% da carga de ruptura e estacas nas quais a prova não atingiu 90% da carga de ruptura) e, foram realizadas as regressões combinando estas três populações conforme os seguintes grupos:

Grupo I - Cada população em separado;

Grupo II - Todas as populações juntas;

Grupo III - Somente as estacas que atingiram a ruptura ou que atingiram carregamentos superiores à 90% da carga de ruptura.

Como resultado das regressões, obteve-se a Tabela de 5.1 para as cargas laterais e de ponta e a Tabela 5.2 para a regressão das cargas totais. Cada população é representada por duas letras: a primeira, correspondendo ao tipo de estaca (M – cravada metálica, C – cravada pré-moldada, H – hélice contínua e E – escavada), a segunda correspondendo ao nível de carregamento atingido pela prova de carga (N - população das provas de carga que não atingiram 90% da carga de ruptura, Q - população das provas de carga que atingiram mais de 90% da carga de ruptura e R - população das provas de carga que atingiram a ruptura).

Tabela 5.1 – Regressão linear parcial, com $Var\{Y | x\} = s^2 \cdot x$

Análise Parcial													
Regressão Linear - Carga Lateral							Regressão Linear - Carga de Ponta						
Estacas Cravadas Metálicas													
b = b_L	I		II		III		b = b_p	I		II		III	
	b_L	s_L	b_L	s_L	b_L	s_L		b_p	s_p	b_p	s_p	b_p	s_p
MN	-	-					MN	-	-				
MQ	-	-	0,20	7,72	0,20	7,72	MQ	-	-	0,71	9,66	0,71	9,66
MR	0,20	7,72					MR	0,71	9,66				
Estacas Cravadas Pré-moldadas													
b = b_L	I		II		III		b = b_p	I		II		III	
	b_L	s_L	b_L	s_L	b_L	s_L		b_p	s_p	b_p	s_p	b_p	s_p
CN	0,26	6,50					CN	0,93	14,66				
CQ	0,29	5,05	0,27	6,05	0,30	5,06	CQ	0,69	7,39	0,92	13,02	0,76	7,24
CR	0,31	5,77					CR	0,88	6,99				
Estacas Hélice Contínua													
b = b_L	I		II		III		b = b_p	I		II		III	
	b_L	s_L	b_L	s_L	b_L	s_L		b_p	s_p	b_p	s_p	b_p	s_p
HN	0,20	5,94					HN	0,54	15,20				
HQ	0,24	7,23	0,20	6,33	0,21	6,33	HQ	0,52	14,03	0,49	13,73	0,43	12,17
HR	0,19	6,95					HR	0,26	6,97				
Estacas Escavadas													
b = b_L	I		II		III		b = b_p	I		II		III	
	b_L	s_L	b_L	s_L	b_L	s_L		b_p	s_p	b_p	s_p	b_p	s_p
EN	0,17	10,23					EN	0,40	14,37				
EQ	0,13	10,63	0,16	9,65	0,14	8,87	EQ	0,37	9,43	0,38	11,81	0,34	8,71
ER	0,19	6,95					ER	0,26	6,98				

Tabela 5.2 – Regressão linear global, com $Var\{Y | x\} = s^2 \cdot x$

Análise Global						
Regressão Linear - Carga Total						
Estacas Cravadas Metálicas						
$b = b_u$	I		II		III	
	b_u	s_u	b_u	s_u	b_u	s_u
MN	-	-	0,29	7,39	0,29	7,39
MQ	-	-				
MR	0,29	7,69				
Estacas Cravadas Pré-moldadas						
$b = b_u$	I		II		III	
	b_u	s_u	b_u	s_u	b_u	s_u
CN	0,51	9,98	0,50	8,99	0,45	5,86
CQ	0,43	6,27				
CR	0,49	5,56				
Estacas Hélice Contínua						
$b = b_u$	I		II		III	
	b_u	s_u	b_u	s_u	b_u	s_u
HN	0,32	7,24	0,31	7,48	0,30	7,76
HQ	0,34	6,70				
HR	0,21	8,06				
Estacas Escavadas						
$b = b_u$	I		II		III	
	b_u	s_u	b_u	s_u	b_u	s_u
EN	0,27	12,30	0,25	11,03	0,22	9,12
EQ	0,23	10,9				
ER	0,21	8,06				

Da tabela 5.1 pode-se fazer alguns comentários:

- a) Estacas cravadas metálicas: este grupo de estacas é formado por 28 provas de carga, nas quais apenas 2 formam a população “MQ” e apenas 4 a população “MN”, deste modo, a regressão linear deste tipo de estaca se resume à população “MR” (provas de carga que atingiram a ruptura);
- b) Estacas cravadas pré-moldadas: os coeficientes “b” das três populações são bastante semelhantes para a carga lateral (entre 0,27 e 0,30). Porém, para a carga de ponta apresentam uma maior variabilidade (entre 0,69 e 0,93). O mesmo acontece com o coeficiente “s” que varia de 5,05 a 5,77, para a carga lateral e de 7 a 14,4 para a ponta;

- c) Estacas hélice contínua: assim como nas estacas cravadas pré-moldadas, observa-se uma maior variabilidade dos resultados da carga de ponta comparada à carga lateral. Percebe-se também que, a população “HR” (provas de carga que atingiram a ruptura) apresenta um coeficiente “ b ”, na carga de ponta, inferior aos obtidos pelas outras populações (“HN” e “HQ”). Este valor, posteriormente, vem a influenciar nas regressões dos grupos II e III;
- d) Estacas escavadas: na análise da carga lateral, percebe-se que o grupo “EQ” apresenta um valor de “ b ” inferior as demais populações, o que acaba inferindo um valor menor de “ b ” valor nos grupos II e III. Assim como na carga lateral, a análise da carga de ponta apresenta um resultado diferenciado dos demais. A regressão da população “ER” resulta em uma reta com menor declividade, influenciando significativamente nas análises posteriores II e III.

A contribuição de declividades inferiores de algumas populações condiciona às demais populações (com maiores declividades) à estimativas de capacidade de carga ligeiramente acima dos valores medidos (*i.e.* contra a segurança).

A diferença dos coeficientes “ s ” obtidos pela análise da carga lateral e pela análise da carga de ponta pode ser explicada pela forma com que se obtêm as duas cargas. A carga lateral é obtida diretamente da curva carga-recalque (trecho linear), o que confere uma menor variabilidade de resultados e, a carga de ponta, é obtida pela extrapolação da curva carga-recalque, sendo fortemente dependente pelo método extrapolação.

Para a determinação dos coeficientes a e β há a necessidade de atribuir um valor único de declividade “ b ” que represente satisfatoriamente todas as populações analisadas, para cada tipo de estaca. Dos três grupos apresentados na Tabela 5.1, o grupo que, sob o ponto de vista da autora, melhor representa a carga de ruptura de todas as populações é o grupo III. Este grupo, conforme já mencionado, é formado pelas provas de carga que atingiram mais de 90% da carga de ruptura e pelas provas de carga que foram levadas à ruptura. A exclusão da população das estacas que atingiram cargas inferiores a 90% da carga de ruptura baseou-se na forte dependência desta população do método de extrapolação da curva carga-recalque. Os gráficos resultantes da regressão linear são apresentados no Anexo II.

5.2.2 Determinação dos coeficientes α e β

O método de previsão da capacidade de carga, apresentado neste trabalho, tem a sua representação básica discutida pela equação 3.10, reescrita a seguir:

$$Q_{l,ult} = \alpha \frac{0,2.U}{a_l} \Sigma F_d \cdot \Delta L + \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \frac{A_p}{a_p}$$

Observando que, para a regressão linear, a equação acima foi reduzida à soma das equações 5.1 e 5.2 (não foram computados os multiplicadores 0,1 da carga lateral e 0,7 da carga de ponta), deste modo, a estimativa dos coeficientes α e β deve ser realizada pelas seguintes equações:

$$\alpha = \frac{b_L}{0,1} \quad (5.9)$$

$$\beta = \frac{b_p}{0,7} \quad (5.10)$$

Aplicando as equações 5.9 e 5.10 obtêm-se valores de α e β apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Valores de α e β

Tipo de Estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Analisando os resultados da Tabela 5.3, percebe-se uma tendência crescente dos valores de α e β em função do tipo de estaca que reflete o mecanismo de interação e o estado de tensões mobilizado na interface estaca-solo. Menores mobilizações de carga lateral e ponta podem ser observadas nas estacas escavadas nas quais ocorre um considerável alívio no estado de tensões do solo decorrente do processo de escavação para posterior concretagem. Observa-se nas estacas hélice contínua uma condição intermediária entre as estacas cravadas e escavadas

para a condição de capacidade de carga mobilizada na ponta da estaca. A resistência unitária lateral na estaca hélice contínua é da mesma ordem de grandeza das estacas cravadas, porém deve-se observar que o sobre-consumo verificado durante a concretagem (aumento do diâmetro) não é considerado nesta análise. Valores unitários de α e β para estacas metálicas já eram esperados devido às semelhanças entre o amostrador e este tipo de estaca considerada como referência na presente análise. Nas estacas cravadas foram observados valores unitários de resistência de ponta e lateral superiores às estacas metálicas, provavelmente em função da maior rugosidade do concreto comparado ao aço.

5.3 INTERVALO DE CONFIANÇA

A variabilidade dos parâmetros geotécnicos resulta de várias fontes de incerteza na estimativa de desempenho de obras geotécnicas, que dificultam tanto a correta interpretação das propriedades de interesse em nível probabilístico, quanto a seleção de valores típicos representativos, para fins determinísticos. Pacheco e Lima (1996) apresentam as principais fontes de incerteza associadas à engenharia geotécnica, que aplicados à previsão da capacidade de carga de estacas podem ser associados à:

- a) Variabilidade natural das propriedades geotécnicas: erros devido às dispersões provenientes da heterogeneidade natural da massa de solo, de ponto para ponto, decorrente, dentre muitas outras causas, de variações ambientais diversas no processo de formação do depósito de variações na composição mineral e na história de tensões;
- b) Erros aleatórios: imperfeições na execução de ensaios, erros inerentes aos próprios ensaios, erros humanos, dentre outros. Esta incerteza é bastante pronunciada no ensaio SPT, tendo em vista a sua grande dependência do operador;
- c) Erros estatísticos: provenientes de falhas na estimativa de valores médios, ou seja, erros relacionados à utilização de valores médios que caracterizem propriedades que variam com a profundidade como, por exemplo, a estimativa da força dinâmica de reação do solo, que é calculada a partir de um número de golpes médios para penetrar os 30 cm;
- d) Erros tendenciosos ou sistemáticos: erros provenientes de diferenças entre valores medidos no campo e valores estimados em laboratório, ou seja, erros relacionados ao

processo de amostragem. No caso do ensaio SPT, estes erros são reduzidos, tendo em vista que o N_{spt} é medido em campo.

Conhecendo-se as várias fontes de incerteza associadas à previsão de capacidade de carga de estacas é aconselhável que esta estimativa não resulte em um valor pontual e sim em um intervalo, aumentado ou diminuído em função do grau de incerteza atribuída ao processo. Recomenda-se assim, o seguinte procedimento de cálculo:

- 1) Calcula-se o valor da força F_d conforme a equação 3.1 para cada metro de sondagem;
- 2) Aplica-se estes valores e os valores determinados de a e β (Tabela 5.3) na equação 3.10, obtendo-se assim a capacidade de carga média do elemento;
- 3) Com o valor do coeficiente “ s ” apresentado nas Tabelas 5.1 e 5.2 (grupo III), pode-se calcular o desvio padrão conforme a equação 5.7;
- 4) Conhecendo-se o desvio padrão, pode-se estimar o intervalo de confiança da previsão. Se, o intervalo de confiança requerido é de 68%, deve-se adotar uma variação das previsões de $\pm s$, ou se o intervalo de confiança requerido é de 95%, a variação deve ser de $\pm 2s$.

A seguir serão apresentados quatro exemplos de aplicação do método proposto, um para cada tipo de estaca analisada. A apresentação destes exemplos tem por finalidade ilustrar a aplicabilidade da metodologia, comparando as cargas de ruptura estimadas às medidas em provas de carga estática. As provas de carga selecionadas foram levadas até a ruptura definida conforme a NBR 6122 ou atingiram mais de 90% da carga prevista de ruptura. Várias provas de carga foram realizadas em cada um dos locais escolhidos, permitindo assim, algumas inferências de interesse.

Para cada exemplo será apresentada a curva carga-recalque da prova de carga estática, o valor da ruptura segundo a NBR 6122, a parcela de atrito lateral e o valor do N_{spt} . Nestes exemplos, foram adotados os valores de a e β apresentados na tabela 5.3.

A capacidade de carga de cada estaca foi estimada aplicando a equação 3.3 para calcular o valor da força F_d e, posteriormente, a equação 3.10. Para estimar a carga de ponta utilizou-se

um valor médio da força F_d no intervalo de um valor acima e um valor abaixo do nível da ponta da estaca. Neste (e em outros exemplos discutidos nesta dissertação) foram atribuídos limites máximos de N_{spt} ao longo do fuste e da ponta da estaca para que a força F_d seja realista (a dificuldade da estaca transpor camadas muito resistentes impõe limites aos valores de N_{spt} adotados na previsão de capacidade de carga). Para a ponta, o limite máximo do N_{spt} sugerido é 40 para qualquer tipo de estaca, para o fuste em estacas cravadas o limite é 22 e para estacas hélice e escavadas é 30.

5.3.1 Estacas cravadas pré-moldadas

Nestes exemplos serão avaliadas as previsões de capacidade de carga de três estacas cravadas pré-moldadas de concreto armado (C) ensaiadas no mesmo perfil geotécnico, com comprimentos muito semelhantes (entre 8 e 9 m) e seções transversais crescentes (16x16, 18x18 e 23x23cm). As curvas carga-recalque destas estacas, denominadas 66, 68 e 69 (ver Capítulo 4), são apresentadas nas Figuras 5.2, 5.3 e 5.4 respectivamente. Os valores de N_{spt} deste perfil são apresentados na Tabela 5.4.

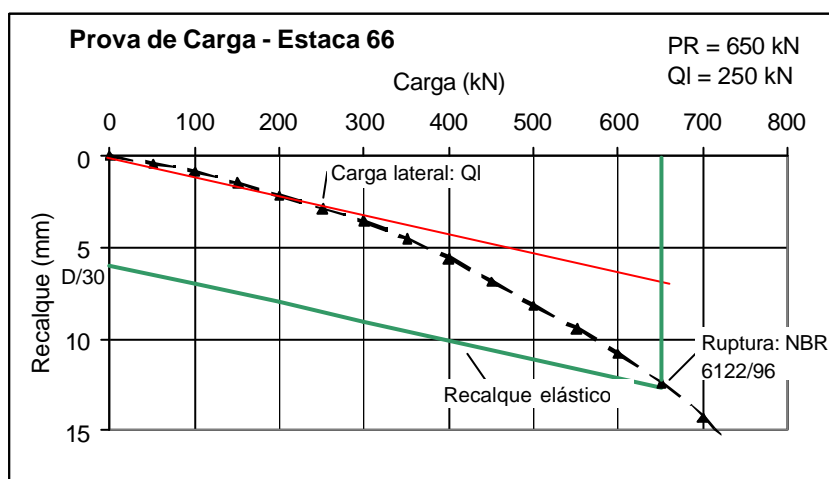


Figura 5.2 – Curva carga-recalque da estaca C 66 (seção: 16x16)

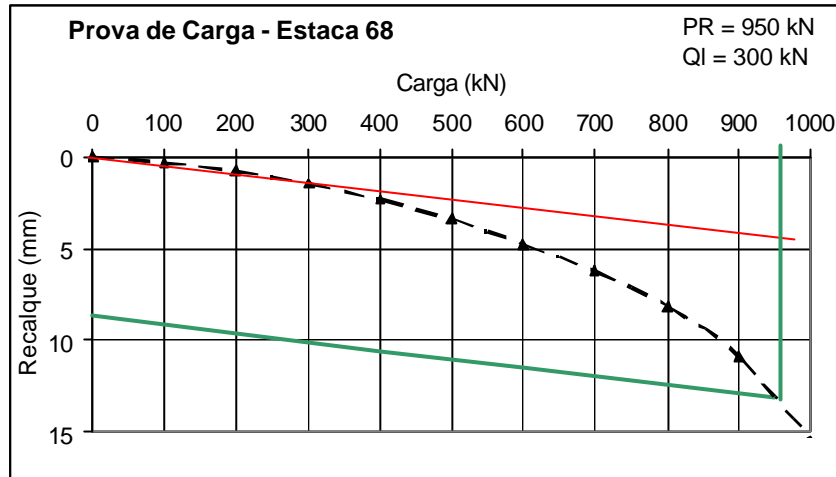


Figura 5.3 – Curva carga-recalque da estaca C 68 (seção: 18x18)

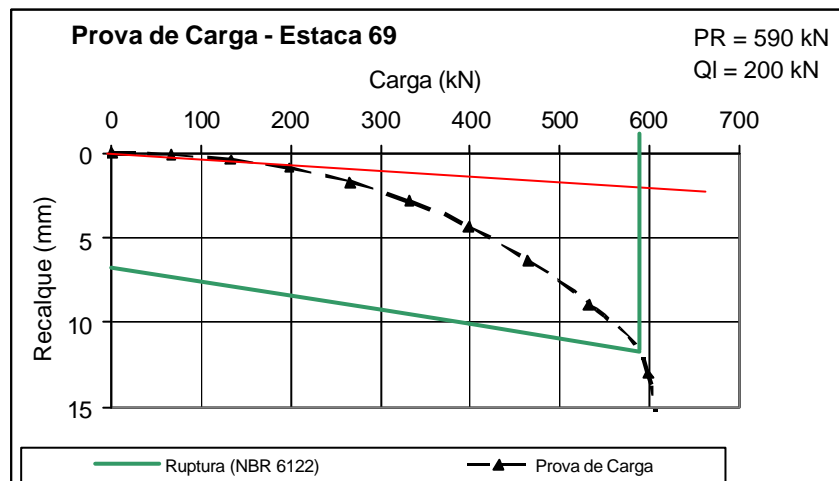


Figura 5.4 – Curva carga-recalque da estaca C 69 (seção: 23x23)

Tabela 5.4 – Valores de N_{spt} para o perfil geotécnico das estacas C 66, 68 e 69

Estacas 66, 68 e 69		
Z (m)	N_{spt}	N_{spt} adot
1	2	2
2	1	1
3	1	1
4	6	6
5	14	14
6	8	8
7	13	13
8	44	22
9	54/25	40
10	54/25	40

A Figura 5.5 apresenta valores da carga estimada e da carga medida pela prova de carga estática, expressos em função do diâmetro da estaca. Neste exemplo há uma ótima concordância entre os valores medidos e previstos para as diferentes seções ensaiadas, estando a carga de ruptura medida dentro do intervalo de confiança calculado.

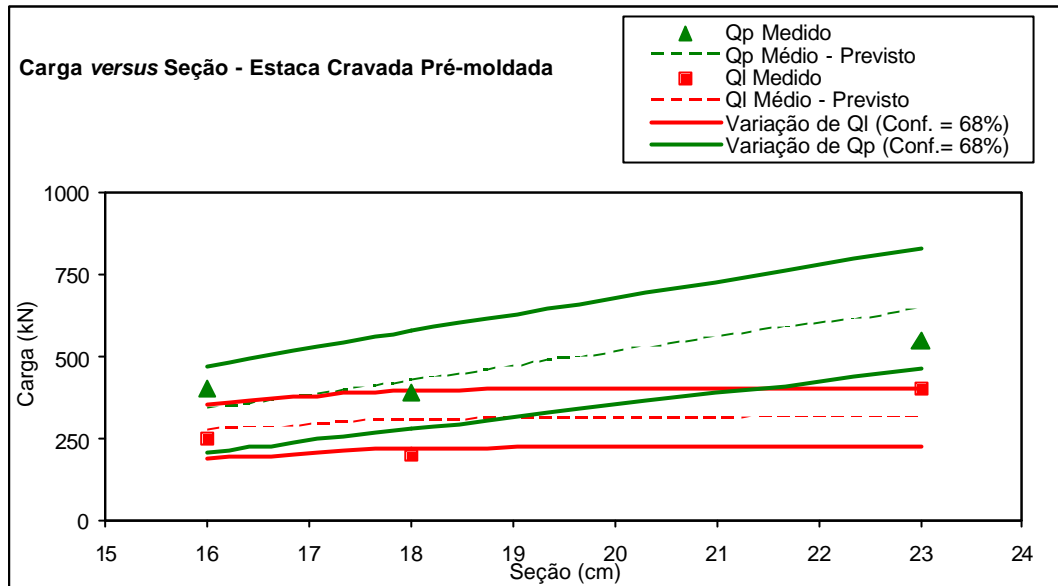


Figura 5.5 – Carga estimada e carga medida em função da seção transversal da estaca (C 66, 68 e 69)

5.3.2 Estacas cravadas metálicas

A seguir serão apresentadas cinco estacas cravadas metálicas (M) denominadas 12, 13, 14, 15 e 16, com perfis idênticos de solo, comprimentos semelhantes (entre 21 e 22 m) e diâmetros de 14,1, 14,1, 16,8, 21,9 e 21,9 respectivamente. Os resultados das provas de carga, destas estacas, são apresentados nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8, 5.9 e 5.10. A Tabela 5.5 apresenta os valores de N_{spt} deste perfil.

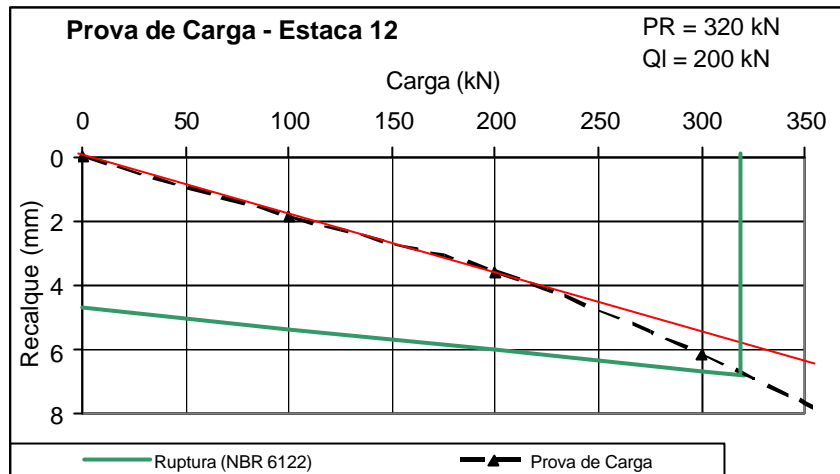


Figura 5.6 – Curva carga-recalque estaca M 12 (diâmetro 14,1 cm)

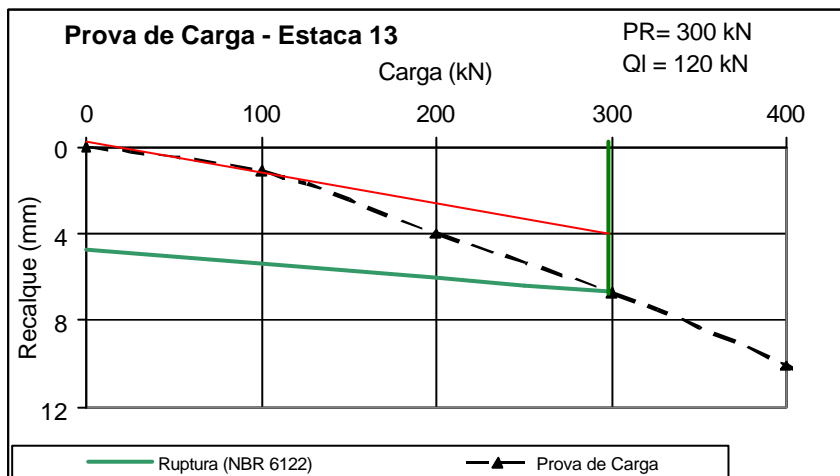


Figura 5.7 – Curva carga-recalque estaca M 13 (diâmetro 14,1 cm)

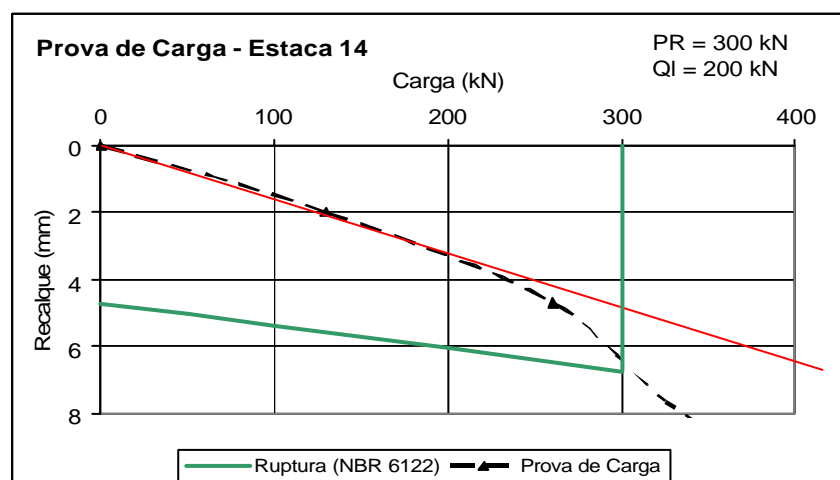


Figura 5.8 – Curva carga-recalque estaca M 14 (diâmetro 16,8 cm)

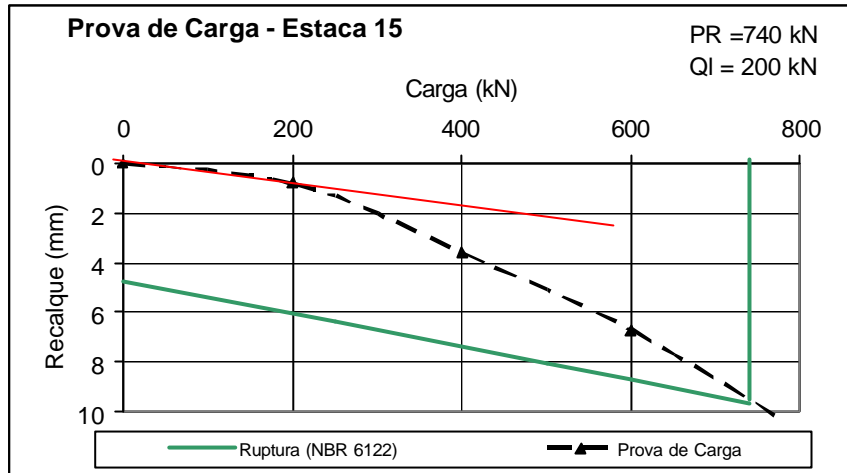


Figura 5.9 – Curva carga-recalque estaca M 15 (diâmetro 21,9 cm)

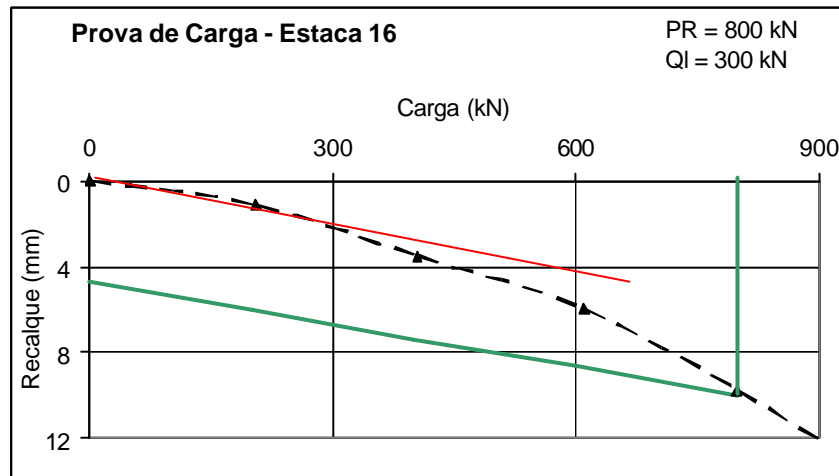


Figura 5.10 – Curva carga-recalque estaca M 16 (diâmetro 21,9 cm)

Tabela 5.5 – Valores de N_{spt} das estacas M 12, 13, 14, 15 e 16

Estacas 12, 13, 14, 15 e 16		
Z (m)	N_{spt}	N_{spt} adot
0	0	0
1	2	2
2	p/45	0
3	p/45	0
4	p/45	0
5	p/45	0
6	p/45	0
7	p/45	0
8	p/45	0
9	p/45	0

10	p/45	0
11	p/45	0
12	p/45	0
13	2	2
14	5	5
15	5	5
16	5	5
17	9	9
18	10	10
19	90	22
20	112	22
21	150	40
22	150	40
23	150	40
24	150	40

A Figura 5.11 apresenta os valores da carga estimada e da carga medida pela prova de carga estática em função do diâmetro da estaca. Para a carga lateral, observa-se uma coerência entre os valores medidos e previstos, estando apenas uma previsão fora do intervalo de confiança. Para a carga de ponta há uma considerável variabilidade das previsões para as estacas M 15 e 16, nas quais o método proposto subestima em média 35% a carga última.

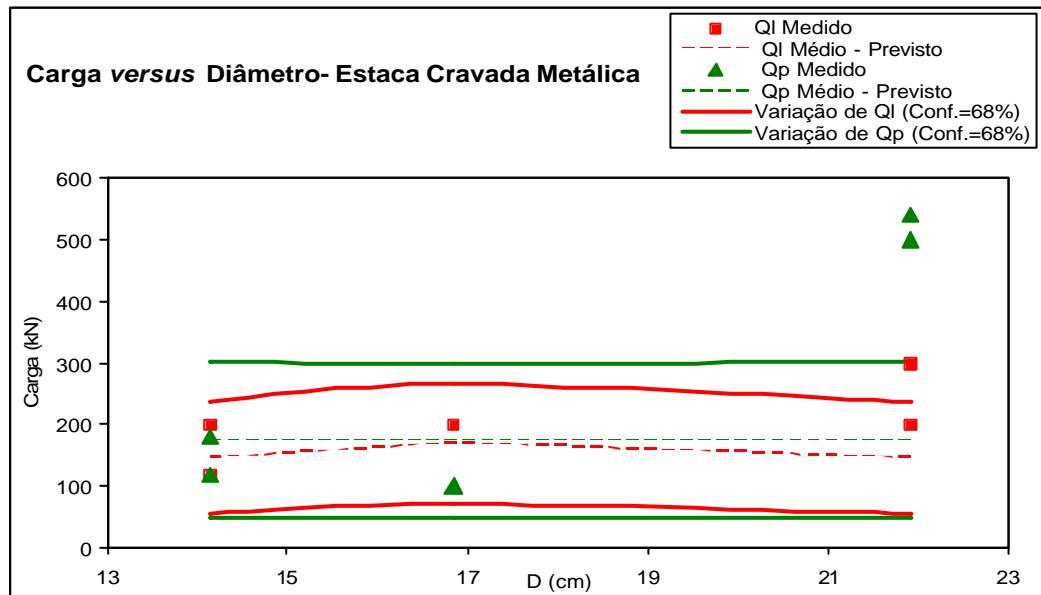


Figura 5.11 - Carga estimada e carga medida em função do diâmetro da estaca (M 12, 13, 14, 15 e 16)

5.4.3 Estacas hélice contínua

A seguir serão apresentadas três estacas hélice contínua executadas no mesmo local, mas com perfis de solo ligeiramente diferentes. Estas estacas são denominadas 39, 40 e 36 (ver Capítulo 4). As estacas 31 e 40 têm 11 m de comprimento e a estaca 36 tem 13,5 m. Seus diâmetros são 35, 50 e 60 cm, respectivamente. As provas de carga destas estacas são apresentadas nas Figuras 5.12, 5.13 e 5.14, a Tabela 5.6 apresenta os valores de N_{spt} .

A Figura 5.15 apresenta os valores da carga estimada e da carga medida expressos em função do diâmetro da estaca. Observa-se novamente que o método proposto estima com razoável precisão os valores de carga de ponta e atrito lateral medidos nas provas de carga.

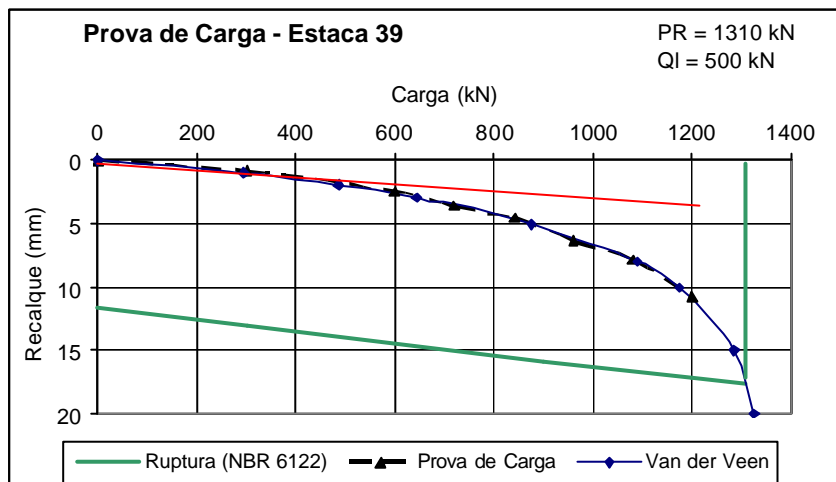


Figura 5.13 – Curva carga-recalque estaca H 39 (diâmetro: 35 cm)

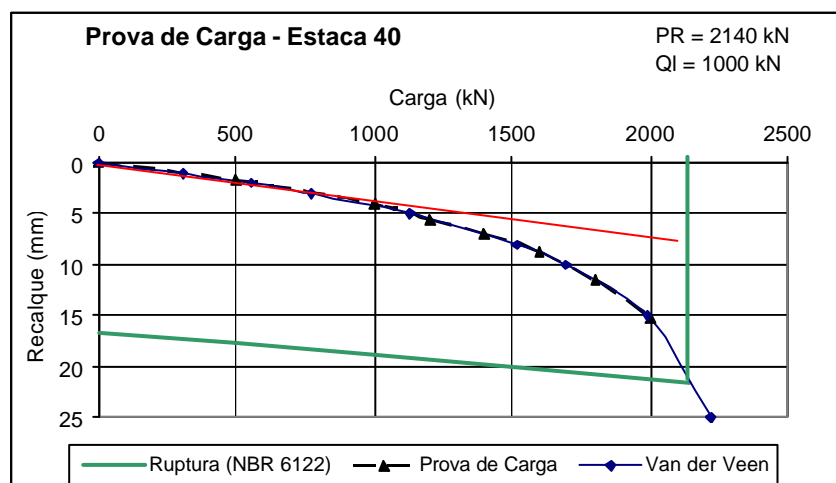


Figura 5.12 – Curva carga-recalque estaca H 40 (diâmetro: 50 cm)

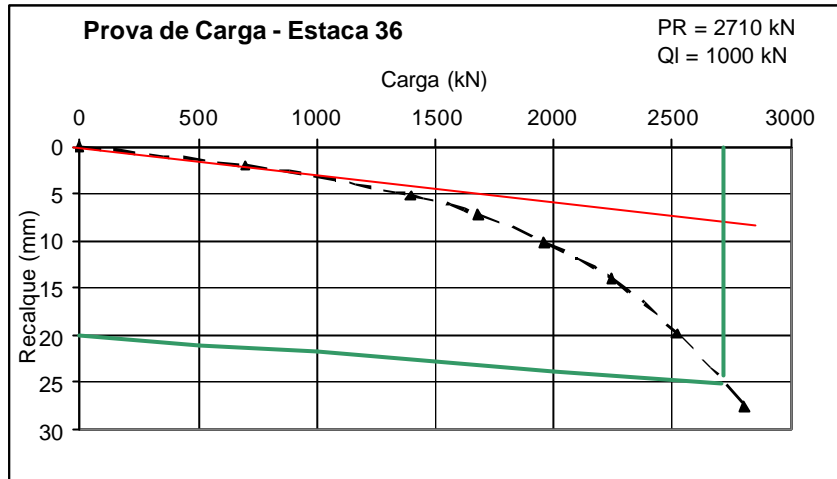


Figura 5.14 – Curva carga-recalque estaca H 36 (diâmetro: 60 cm)

Tabela 5.6 – Valores de N_{spt} das estacas H 40, 41 e 36

Estacas Hélice Contínua						
Z (m)	39		40		36	
	N_{spt}	N_{spt} adot	N_{spt}	N_{spt} adot	N_{spt}	N_{spt} ado t
1	0	0	5	5	13	13
2	22	22	20	20	16	16
3	26	26	20	20	17	17
4	17	17	17	17	20	20
5	19	19	17	17	7	7
6	20	20	17	17	11	11
7	24	24	20	20	14	14
8	23	23	23	23	16	16
9	20	20	22	22	6	6
10	20	20	13	13	8	8
11	20	20	18	18	11	11
12	22	22	21	21	15	15
13	28	28	14	14	18	18

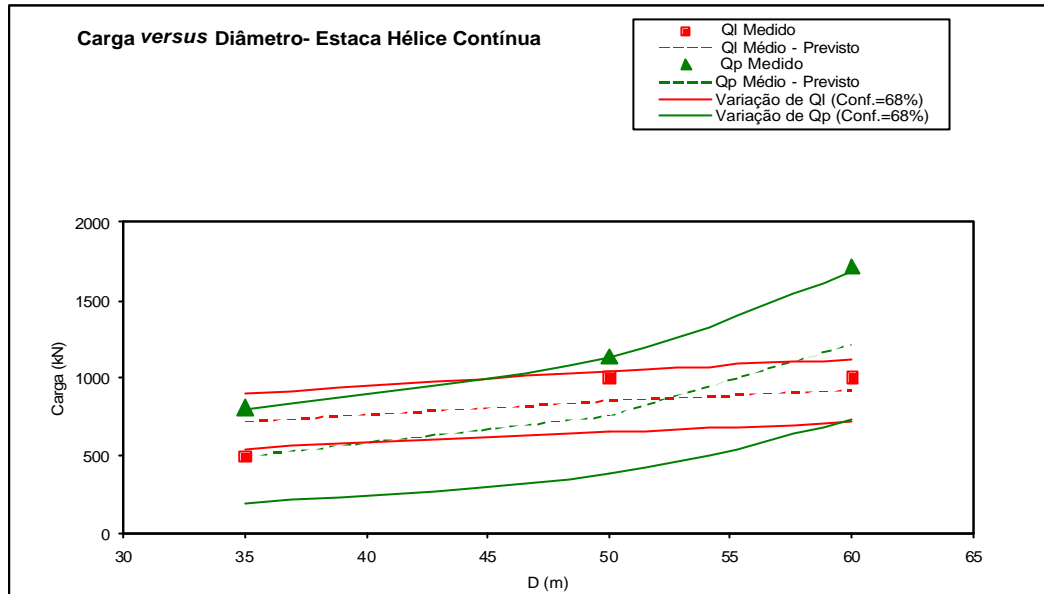


Figura 5.15 - Carga estimada e carga medida em função do diâmetro da estaca (H 40, 41 e 36)

5.3.4 Estacas escavadas

A seguir serão apresentadas quatro estacas escavadas denominadas E 54, 56, 55 e 53 executadas em perfis de solo diferentes, com mesmo diâmetro (120 cm) e com comprimentos crescentes correspondendo 6, 15,8, 22,6 e 26,8m respectivamente. As curvas carga-recalque são apresentadas nas Figuras 5.16, 5.17, 5.18 e 5.19, sendo os valores de N_{spt} discutidos na Tabela 5.7.

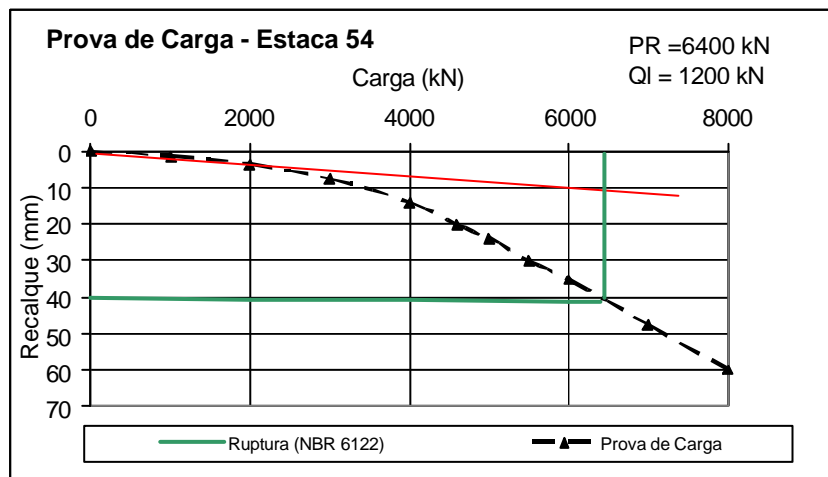


Figura 5.16 – Curva carga-recalque estaca E 54 (L = 6 m)

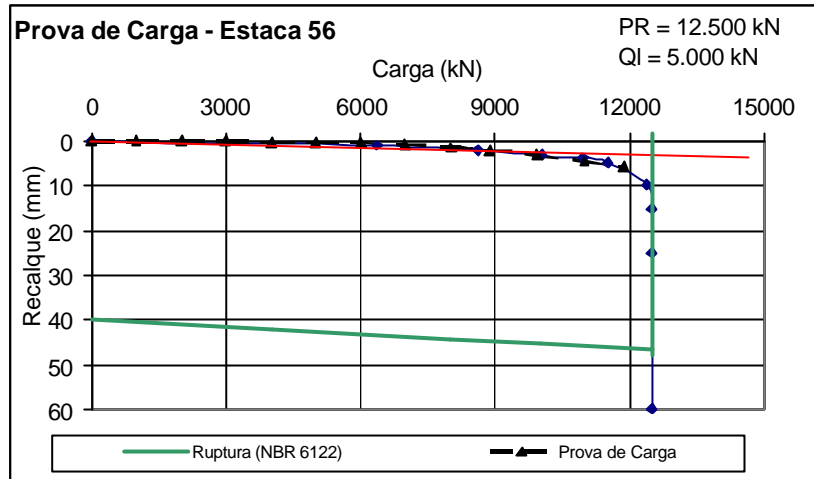


Figura 5.17 – Curva carga-recalque estaca E 56 (L = 15,8 m)

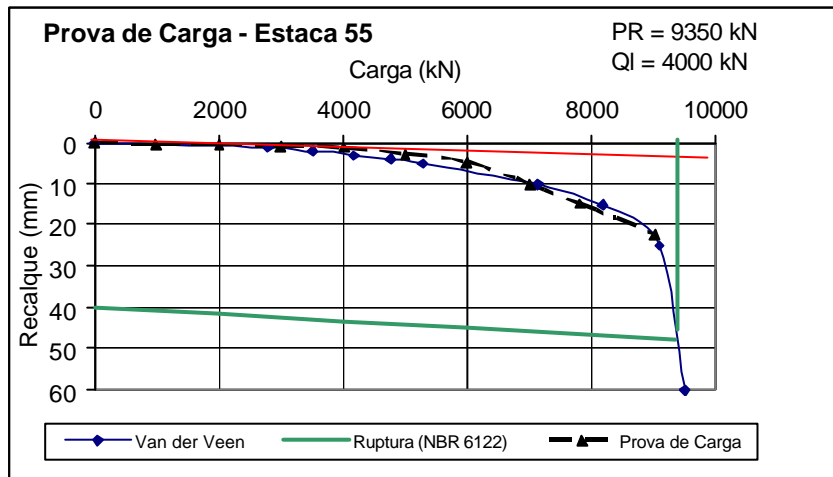


Figura 5.18 – Curva carga-recalque estaca E 55 (L = 22,6 m)

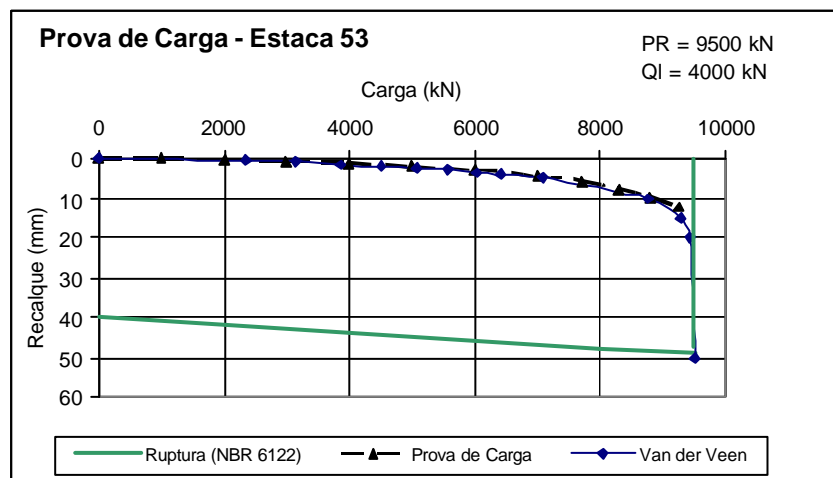


Figura 5.19 – Curva carga-recalque estaca E 53 (L = 26,8)

Tabela 5.7 – Valores de N_{spt} das estacas E 54, 56, 55 e 53

Z (m)	Estacas Escavadas							
	53		54		55		56	
	N_{spt}	N_{spt} adot	N_{spt}	N_{spt} adot	N_{spt}	N_{spt} adot	N_{spt}	N_{spt} adot
0	5	5	11	11	0	0	18	18
1	18	18	19	19	28	28	23	23
2	18	18	22	22	27	27	13	13
3	15	15	25	25	11	11	16	16
4	17	17	17	17	12	12	19	19
5	17	17	22	22	12	12	22	22
6	18	18	50/20	40	14	14	23	23
7	16	16	50/15	40	26	26	22	22
8	9	9	50/23	40	23	23	25	25
9	11	11	50/13	40	25	25	26	26
10	11	11	-	-	20	20	29	29
11	13	13	-	-	23	23	29	29
12	8	8	-	-	25	25	36	30
13	11	11	-	-	27	27	38	30
14	10	10	-	-	29	29	33	30
15	8	8	-	-	12	12	60	30
16	45	30	-	-	12	12	68/27	40
17	60/27	30	-	-	15	15	50/15	40
18	56/29	30	-	-	15	15	50/04	40
19	58	30	-	-	28	28	-	-
20	39	30	-	-	26	26	-	-
21	31	30	-	-	22	22	-	-
22	25	25	-	-	23	23	-	-
23	9	9	-	-	56	40	-	-
24	12	12	-	-	62/24	40	-	-
25	27	27	-	-	-	-	-	-
26	20	20	-	-	-	-	-	-
27	23	23	-	-	-	-	-	-
28	20	20	-	-	-	-	-	-

A Figura 5.20 apresenta os valores da carga estimada e da carga medida pelas provas de carga estáticas expressas em função do comprimento das estacas. Neste caso existe uma considerável disparidade entre as cargas previstas e medidas. As cargas laterais previstas subestimam as cargas medidas, embora o método capture a tendência de aumento das cargas com o aumento do comprimento das estacas. A estimativa das cargas de ponta foi satisfatória para os comprimentos correspondentes a 15,8, 22,6 e 26,8m, porém superestima a carga de ponta em média 68% para a estaca de 6m. Percebe-se também, nesta Figura, que o intervalo de confiança de 68% das previsões não conseguiu captar de forma satisfatória a variabilidade dos resultados.

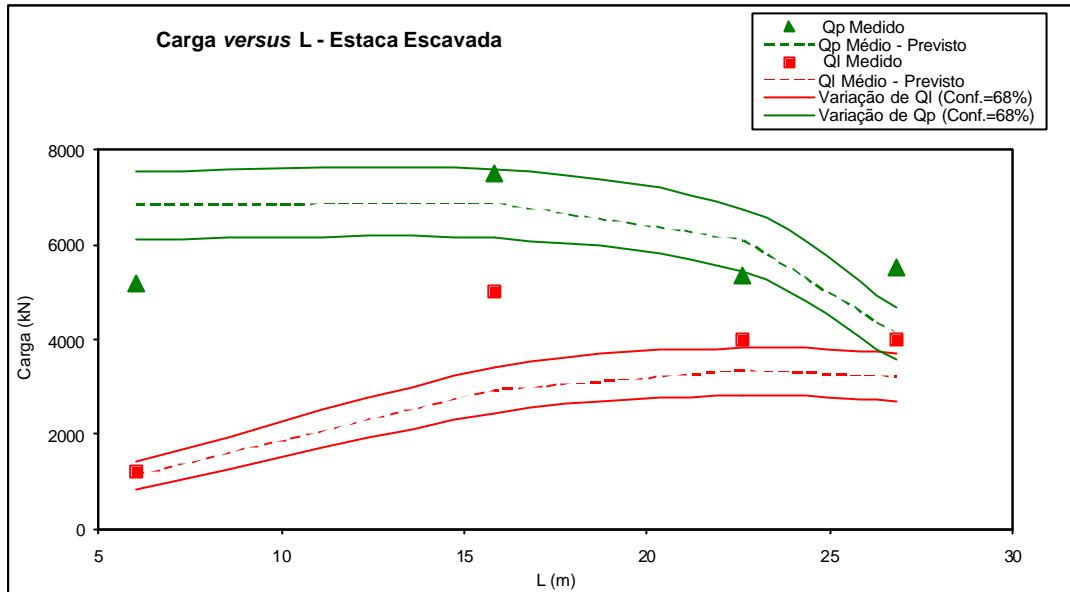


Figura 5.20 - Carga estimada e carga medida em função do comprimento da estaca (E 54, 56, 55 e 53).

Analisando os exemplos anteriormente apresentados, pode-se perceber que o método de cálculo, proposto neste trabalho, forneceu valores de estimativa da carga de ruptura de estacas cuja magnitude é compatível com os valores medidos nas provas de carga estática. Na opinião da autora o método é promissor, o que justifica um esforço de validação através de “estudo de casos” produzido por um expressivo banco de dados.

CAPÍTULO 6 – DISCUSSÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos de previsão da capacidade de carga para as 367 provas de carga que compõem o banco de dados da presente pesquisa. Inicialmente apresentam-se os resultados das estimativas da carga lateral, de ponta e total para as diferentes estacas analisadas. Após, serão realizadas comparações entre o método proposto e as formulações empregadas na prática da engenharia geotécnica (Aoki & Velloso, 1975 e Décourt & Quaresma 1978) inferindo ao método algumas vantagens e limitações.

O cálculo da capacidade de carga de cada elemento se deu utilizando resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) executados próximos às estacas analisadas. Os valores destas sondagens são apresentados no arquivo *cálculos.xls*, no Anexo I (*cd-rom*). As cargas de ruptura foram obtidas através de provas de carga estáticas, adotando os critérios mencionados no Capítulo 4.

6.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

A estimativa da capacidade de carga pelo método proposto foi realizada através de uma planilha de cálculo, conforme a Tabela 6.1. As planilhas de cálculo iniciam identificando a estaca (conforme numeração apresentada no Capítulo 4) e inserindo os dados relativos ao relatório de prova de carga e local da obra. Posteriormente são apresentadas características da estaca como diâmetro, comprimento e perímetro. A relação “A/a” representa a razão entre a área da seção transversal da estaca e a seção transversal do amostrador. Na primeira coluna são inseridas as cotas (z) do terreno e, a célula em amarelo desta coluna representa a cota da ponta da estaca. Na segunda e quarta colunas, são apresentados os valores do N_{spt} e os tipos de solo transpostos pela estaca, obtidos através dos relatórios de sondagem. Na terceira coluna são apresentados os valores de N_{spt} utilizados para o cálculo, conforme sugeridos pela autora (ver Capítulo 5). Note que a planilha apresentada calcula a capacidade de carga de uma estaca cravada, tendo como sugestão um limite superior de 22 golpes para o fuste da estaca e 40 para

a ponta. As colunas seguintes expressam as grandezas necessárias para o cálculo da força F_d (Capítulo 3, equação 3.1).

A coluna denominada “F-est” apresenta os valores das resistências laterais unitárias da estaca. Nas colunas seguintes são apresentados os valores médios de capacidade de carga calculados pelo método proposto (Q_l , Q_p e Q_u). São apresentadas também, no canto superior direito, as cargas últimas obtidas pela prova de carga ($Q_{u,rupt}$, $Q_{l,rupt}$ e $Q_{p,rupt}$). É também calculado o erro percentual da capacidade de carga média comparado com o valor da carga última obtida pela prova de carga estática. As planilhas de cálculo de cada estaca analisada são apresentadas no Anexo I (*cd-rom*, no arquivo *cálculos.xls*).

A seguir são mostrados os diagramas de dispersão dos resultados das previsões da capacidade de carga para os quatro grupos de estacas que compõem o presente banco de dados. Tabelas contendo os valores médios das estimativas da carga lateral, total e de ponta para cada estaca analisada, são apresentadas no Anexo III. Nestas tabelas as cargas previstas médias (lateral, ponta e total) são apresentadas juntamente com o seu intervalo de variação, para uma confiabilidade de 68%.

As Figuras 6.1 a 6.12 apresentam os diagramas de dispersão carga prevista *versus* carga medida para as estacas que compõem o presente banco de dados. Nos diagramas de carga lateral e de ponta, os pontos são diferenciados em função do tipo de solo. Nos diagramas de carga total, os pontos diferenciam-se em função da população que representam: as provas de carga que atingiram mais de 90% de carga de ruptura ou que atingiram a ruptura (grupo III – ver Capítulo 5) são apresentadas em vermelho e, as provas de carga que atingiram carregamentos inferiores a 90% da carga de ruptura são apresentadas nos quadrados vazados em preto. Nestes diagramas, os pontos em preto são apresentados como uma forma de avaliar o método proposto, pois estes resultados, não foram considerados na estimativa dos coeficientes α e β (ver Capítulo 5). As provas de carga à tração são apresentadas com asteriscos.

Tabela 6.1 – Planilha de cálculo

Estaca 1 - 19/10/1971 - Cubatão S.P - Eng. Solos Rel. 587/71_2													
Características	Φ =	26	cm							$Q_{U, rup}$ (kN) =	1115,00		
	L =	18,90	m							$Q_{i, rup}$ (kN) =	400,00		
	A/a =	25,990								$Q_{p, rup}$ (kN) =	715,00		
	U =	0,82	m							Estaca			
Prof. (m)	NSPT	NSPT	Solo	Penetração (m)	Penet / Golpe (m)	η1	η2	η3	Fd (kN)	F - Est (kN)	Qi (kN)	Qp (kN)	Qu (kN)
0	0	0		0,3	0,000	0,761	1	0,907	0,000	0,000	401,070	528,284	929,35
1	0	0		0,3	0,000	0,761	1	0,900	0,669	6,745			
2	0	0		0,3	0,000	0,761	1	0,894	0,701	7,064			
3	0	0		0,3	0,000	0,761	1	0,887	0,733	7,383			
4	1,5	1,5		0,3	0,200	0,761	1	0,881	2,141	21,579			
5	1,7	1,7		0,3	0,176	0,761	1	0,874	2,365	23,834			
6	3,5	3,5	Argila	0,3	0,086	0,761	1	0,867	4,269	43,018			
7	1,7	1,7	Silte	0,3	0,176	0,761	1	0,861	2,384	24,024			
8	0,5	0,5	Arenosa	0,3	0,600	0,761	1	0,854	1,149	11,581			
9	1,5	1,5		0,3	0,200	0,761	1	0,848	2,195	22,124			
10	1,3	1,3		0,3	0,231	0,761	1	0,841	2,001	20,164			
11	0,5	0,5		0,3	0,600	0,761	1	0,834	1,202	12,112			
12	0,7	0,7		0,3	0,429	0,761	1	0,828	1,419	14,304			
13	5,2	5,2		0,3	0,058	0,761	1	0,821	5,917	59,630			
14	8,3	8,3		0,3	0,036	0,761	1	0,815	8,959	90,283			
15	11,5	11,5		0,3	0,026	0,761	1	0,808	12,049	121,419			
16	13,8	13,8	Silte	0,3	0,022	0,761	1	0,801	14,212	143,217			
17	19	19	Argilo	0,3	0,016	0,761	1	0,795	19,134	192,818			
18	27	22	Arenoso	0,3	0,014	0,761	1	0,788	21,868	220,377			
19	30	30		0,3	0,010	0,761	1	0,782	29,295	295,224			
20	30	30		0,3	0,010	0,761	1	0,775	29,072	292,978			
											Erro (%)	26,1	16,6
											-0,3		

6.2.1 Estacas cravadas pré-moldadas

As Figuras 6.1, 6.2 e 6.3 apresentam os diagramas de dispersão “carga medida *versus* carga prevista” correspondentes às parcelas de ponta e total das cravadas pré-moldadas de concreto armado.

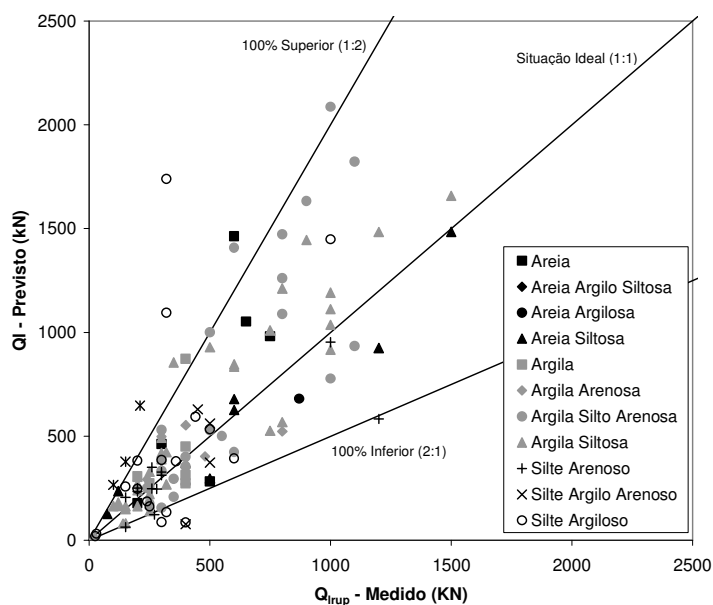


Figura 6.1 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – estacas cravadas pré-moldadas

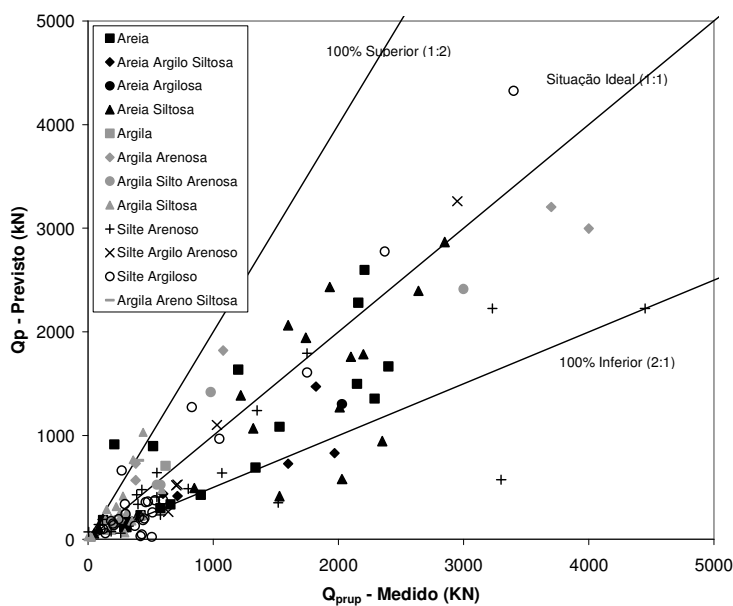


Figura 6.2 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida *versus* carga de ponta prevista – estacas cravadas pré-moldadas

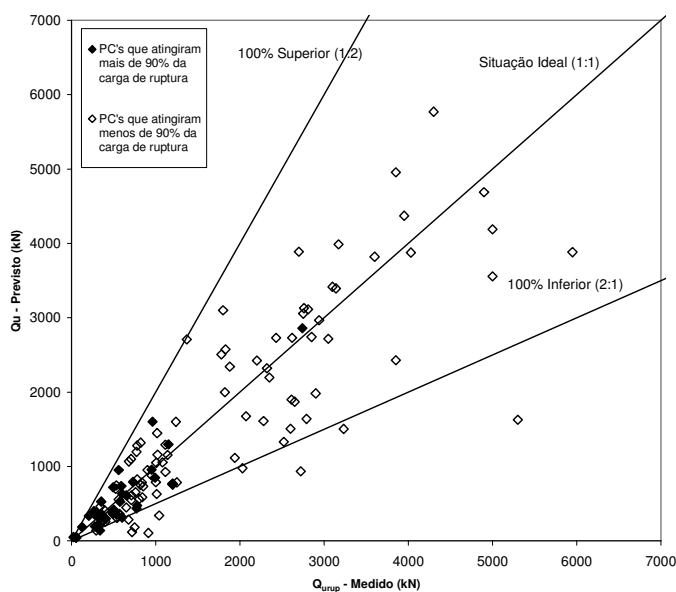


Figura 6.3 – Diagrama de dispersão: carga total medida *versus* carga total prevista – estacas cravadas pré-moldadas

Analisando o diagrama da Figura 6.1, observa-se que a dispersão dos pontos tende a uma reta de declividade ideal (45°), apresentando uma dispersão significativa dos pontos dentro do intervalo 1:2 e 2:1. Nas provas de carga à tração, percebe-se uma ligeira tendência à superestimar a carga medida. No diagrama da Figura 6.2 percebe-se igualmente uma dispersão significativa dos resultados para pequenas cargas, porém, maiores mobilizações, observa-se uma leve tendência à subestimar a carga de ponta medida, o que influencia posteriormente o diagrama da carga total.

Nos diagramas anteriormente apresentados não é percebida uma influência do tipo de solo nas previsões. Na Figura 6.3 observa-se que o método proposto conduz a valores satisfatórios de capacidade de carga total.

6.2.2 Estacas cravadas metálicas

As Figuras 6.4, 6.5 e 6.6 apresentam os diagramas de dispersão “carga medida *versus* carga prevista” correspondentes às parcelas de ponta e total das estacas cravadas metálicas que compõem o banco de dados desta dissertação.

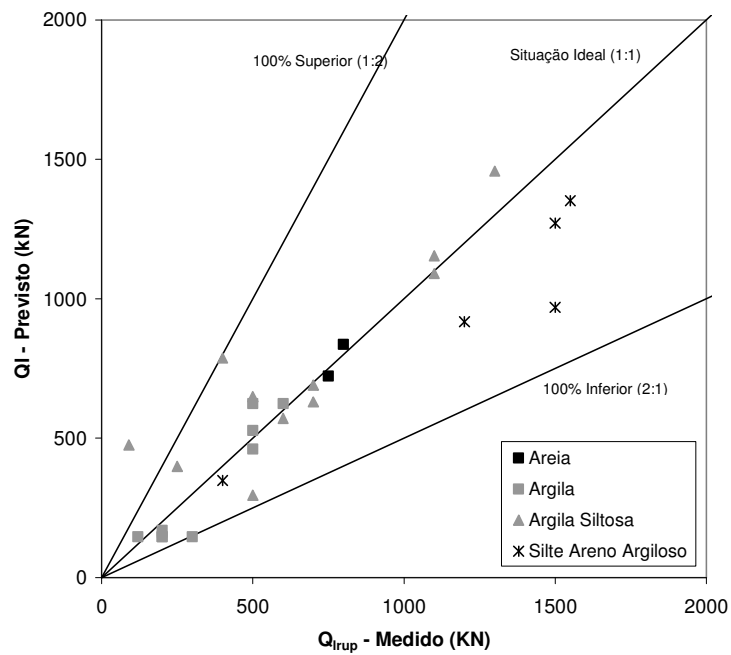


Figura 6.4 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – estacas cravadas metálicas

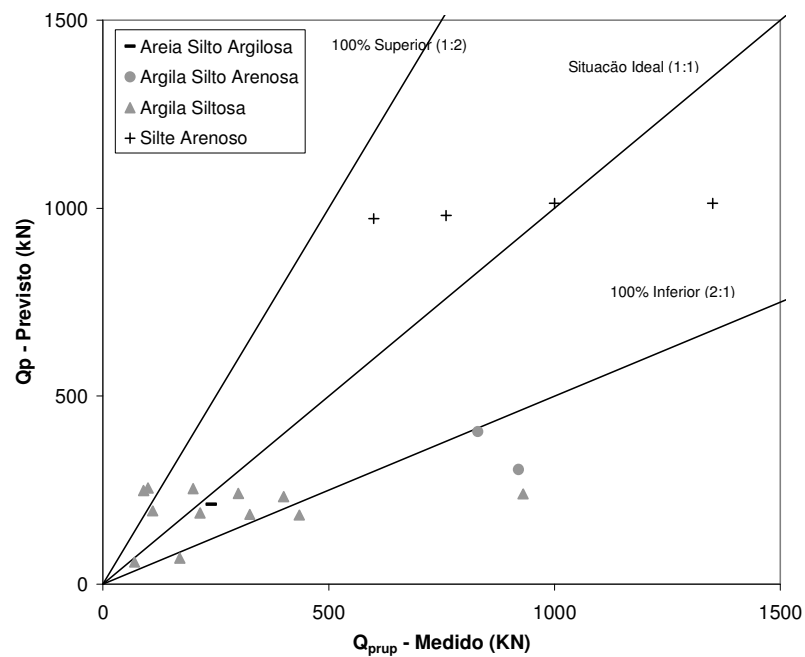


Figura 6.5 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida *versus* carga de ponta prevista – estacas cravadas metálicas

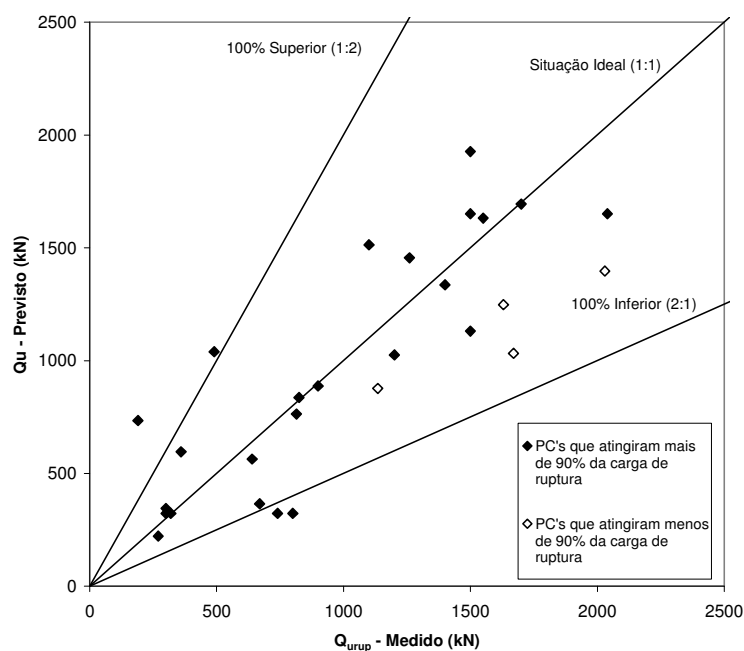


Figura 6.6 – Diagrama de dispersão: carga total medida *versus* carga total prevista – estacas cravadas metálicas

Nos diagramas apresentados percebe-se uma ótima concordância entre a carga lateral medida e prevista (Figura 6.3), porém, para a carga de ponta há uma variabilidade mais significativa dos resultados. Observa-se que na carga total, a variabilidade dos resultados observada na ponta não afeta a ótima concordância das estimativas da carga lateral.

6.2.3 Estacas hélice contínua

As Figuras 6.7, 6.8 e 6.9 apresentam os diagramas de dispersão “carga medida *versus* carga prevista” correspondentes às parcelas de ponta e total das estacas hélice contínua que compõem o presente banco de dados.

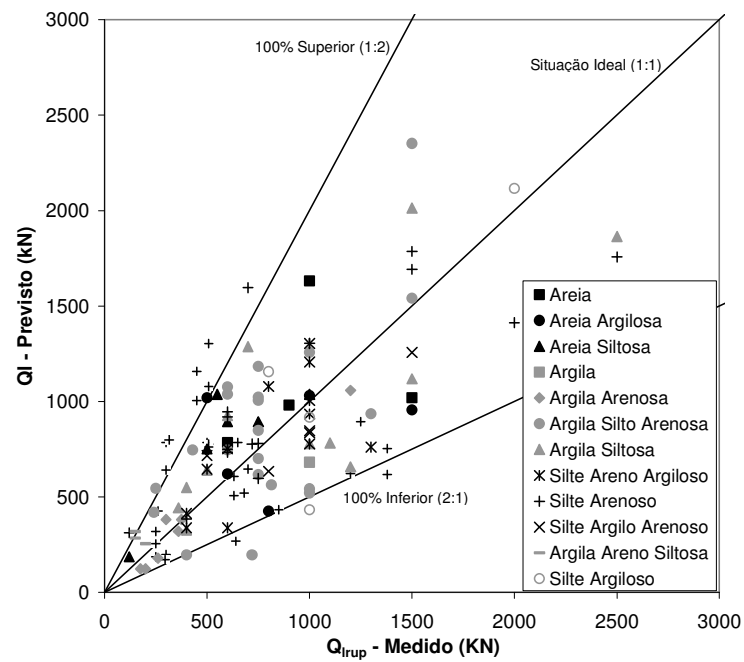


Figura 6.7 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – estacas hélice contínua

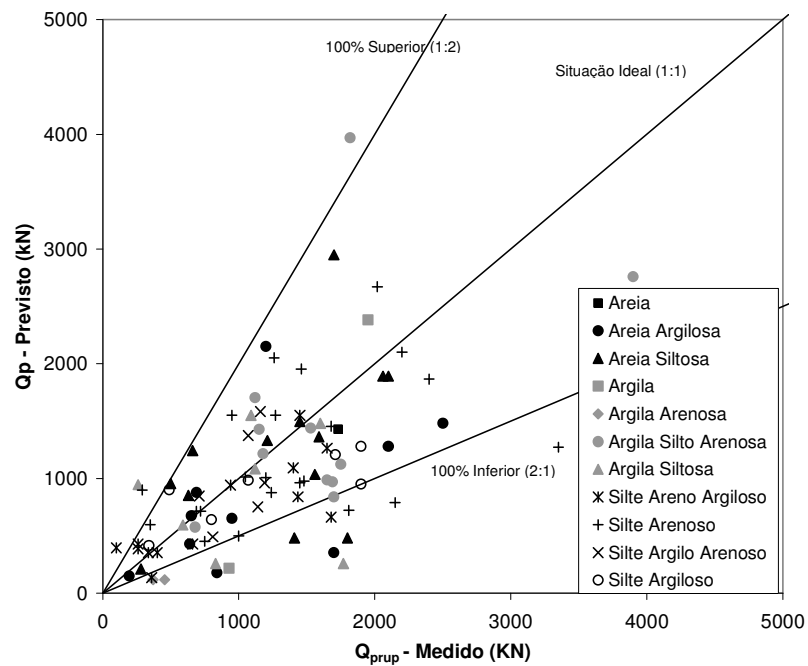


Figura 6.8 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida *versus* carga de ponta prevista – estacas hélice contínua

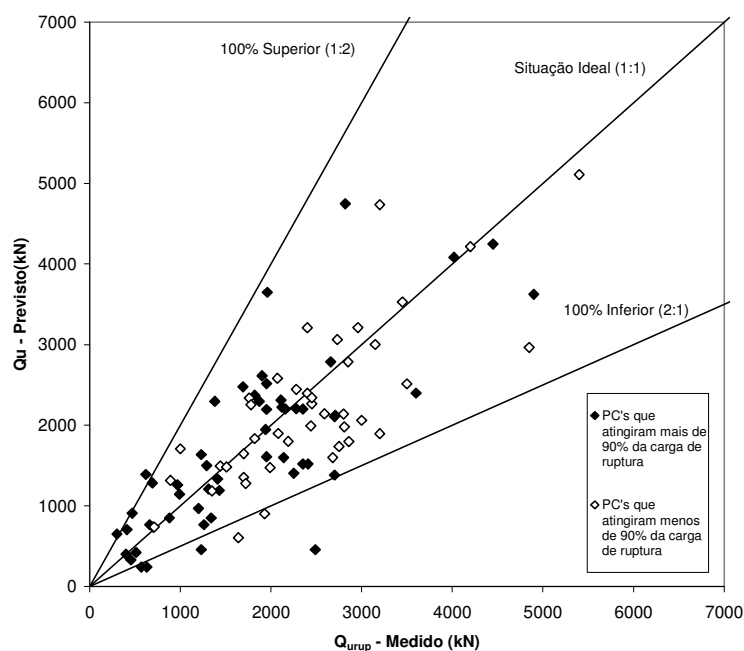


Figura 6.9 – Diagrama de dispersão: carga total medida *versus* carga total prevista – estacas hélice contínua

Neste tipo de estaca observa-se novamente uma concordância satisfatória entre valores previstos e medidos do atrito lateral, inclusive para ensaios de arrancamento. Percebe-se também que o tipo de solo não influencia nas previsões.

6.2.4 Estacas escavadas

As Figuras 6.10, 6.11 e 6.12 apresentam os diagramas de dispersão “carga medida *versus* carga prevista” correspondentes às parcelas de ponta e total das estacas escavadas.

No diagrama da Figura 6.10, há uma pequena tendência em subestimar a carga lateral, principalmente para pequenos carregamentos. Para a carga de ponta e total, observa-se uma ótima dispersão dos resultados. Novamente percebe-se que o tipo de solo não influencia nas previsões.

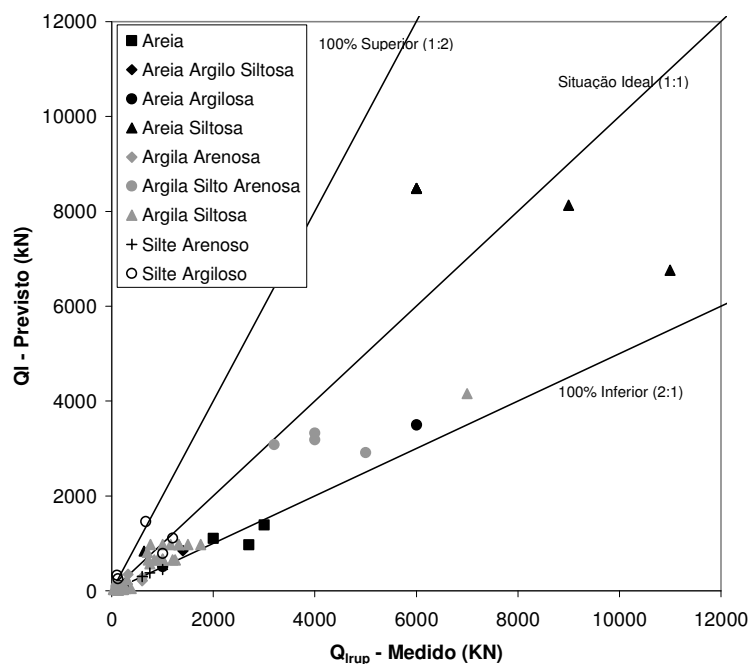


Figura 6.10 – Diagrama de dispersão: carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – estacas escavadas

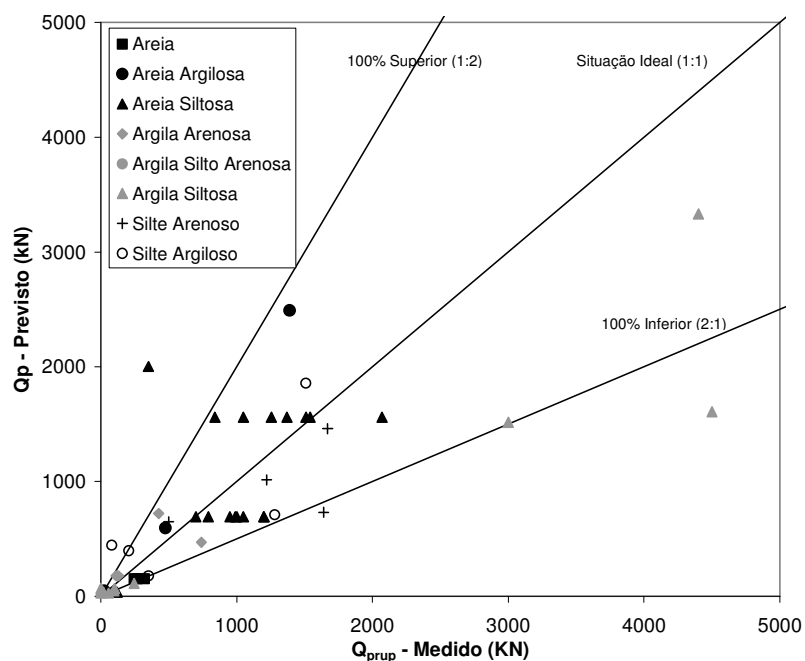


Figura 6.11 – Diagrama de dispersão: carga de ponta medida *versus* carga de ponta prevista – estacas escavadas

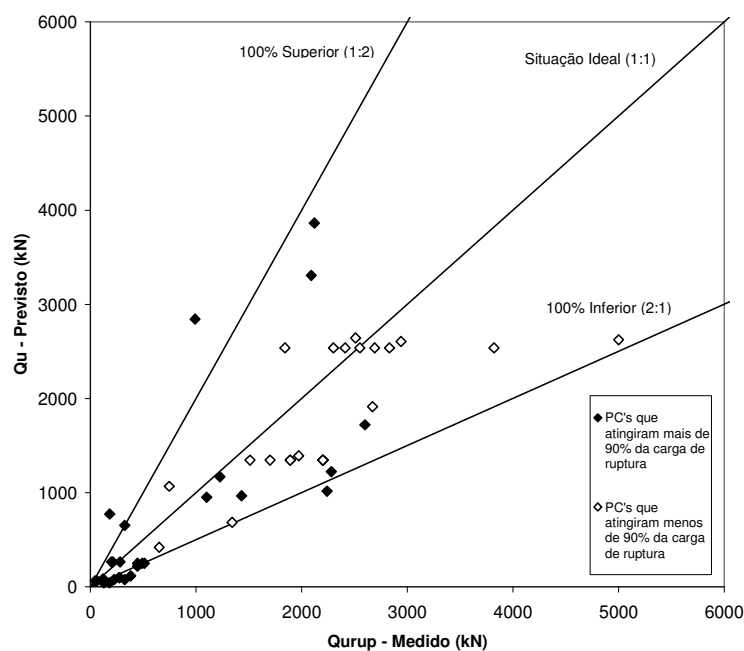


Figura 6.12 – Diagrama de dispersão: carga total medida *versus* carga total prevista – estacas escavadas

Dos diagramas de dispersão apresentados nas Figuras 6.1 a 6.12 conclui-se que o método proposto pode ser útil na previsão de capacidade de carga de estacas. Apesar da dispersão observada das previsões, o método produz valores médios de capacidade de carga da mesma ordem de grandeza dos valores medidos. Seu uso, no entanto, deve ser acompanhado de uma rigorosa avaliação por parte do projetista, na medida em que há ocorrência de previsões superiores a 100% dos valores medidos e estimados na análise estatística. Nestes casos, a adoção de um coeficiente de segurança 2, recomendado pela NBR 6122/96, pode ainda conduzir a estimativas de cargas de trabalho próximas às cargas de ruptura das estacas.

A dispersão observada nas Figuras 6.1 a 6.12 é comum aos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas tradicionalmente utilizados na engenharia de fundações Brasileira (*e. g.* Aoki & Velloso, 1975 e Décourt & Quaresma, 1978). A dispersão dos resultados pode ser atribuída a erros de medidas nas provas de carga, representatividade das sondagens, problemas de interpretação das informações das sondagens, limitação de informações geotécnicas, imprecisão na extrapolação da carga de ruptura, ausência de controle da energia de cravação, entre outros.

6.3 COMPARAÇÃO COM MÉTODOS TRADICIONAIS

A previsão do comportamento das estacas que compõem o banco de dados da presente pesquisa foi também realizada segundo os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), com o objetivo de comparar os resultados obtidos com o método proposto nesta dissertação. A comparação entre os métodos é feita na forma de histogramas para cada tipo de estaca analisada (estacas cravadas, estacas hélice contínua e escavadas), nas Figuras 6.13, 6.14 e 6.15 e, em curvas de distribuição das previsões (para todos os tipos de estacas), na Figura 6.16. Para avaliar a eficácia das previsões, adotou-se como parâmetro a relação entre a carga prevista e a medida. A condição esperada é que estas relações agrupem-se em torno do valor unitário.

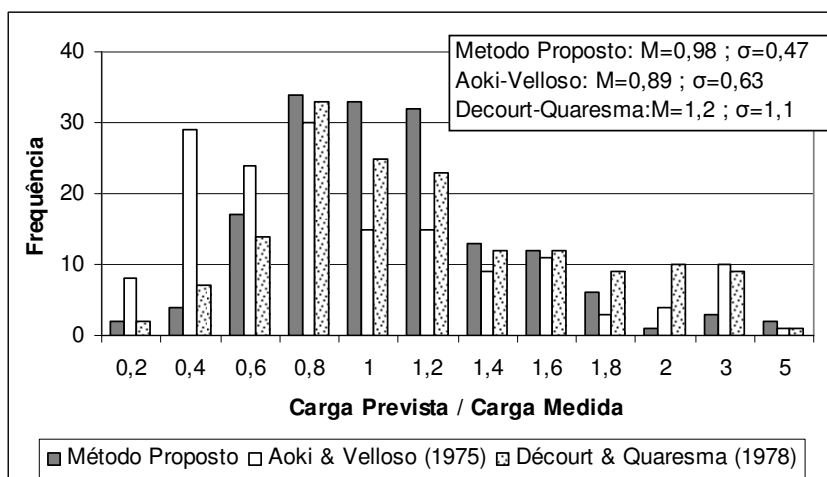


Figura 6.13 – Comparação entre métodos - estacas cravadas

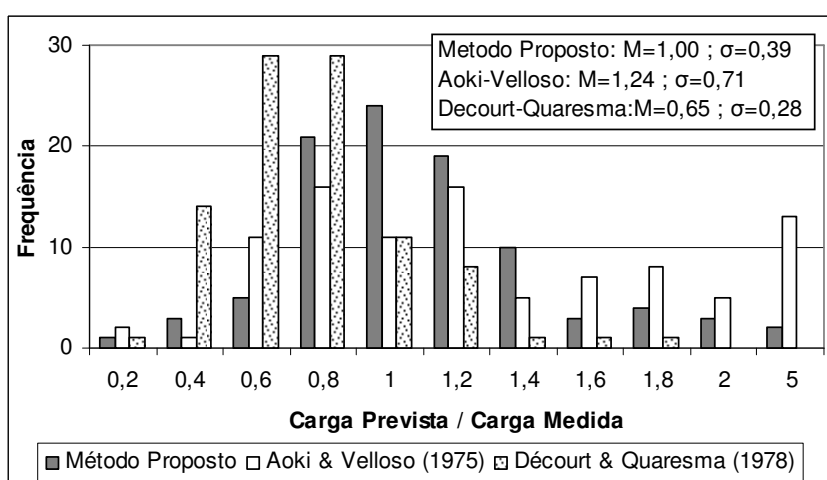


Figura 6.14 – Comparação entre métodos - estacas hélice contínua

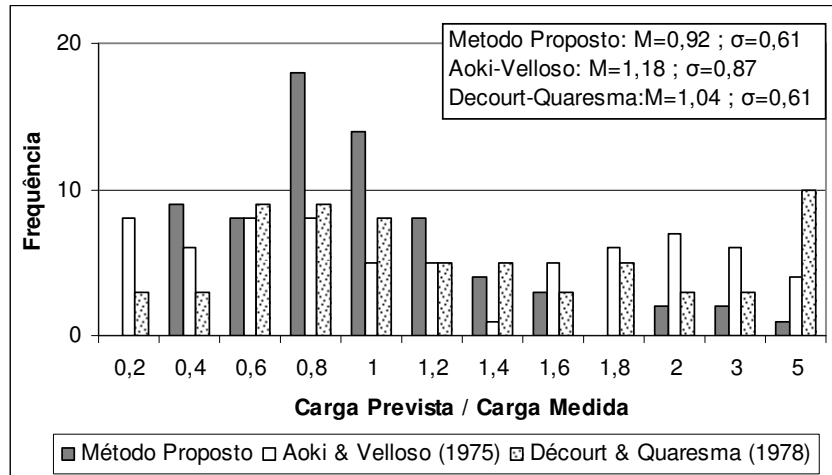


Figura 6.15 – Comparação entre métodos - estacas escavadas

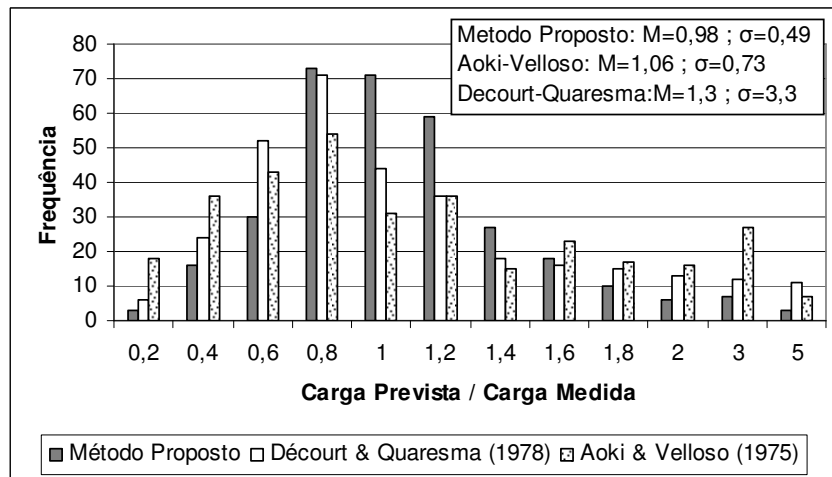


Figura 6.16 – Comparação entre métodos – banco de dados UFRGS

O histograma apresentado na Figura 6.16 resume os 324 casos analisados de provas de carga à compressão. O desvio padrão das previsões pelo método proposto é de 0,49, valor este, inferior aos obtidos pelos métodos tradicionais de cálculo de capacidade de carga (Aoki & Velloso (1975) - $\sigma = 0,73$ e Décourt & Quaresma (1978) - $\sigma = 3,3$).

A seguir serão apresentadas e discutidas algumas características do método proposto a fim de apresentar suas vantagens e limitações.

- a) Trata-se de um método de previsão da capacidade de carga baseado nos conceitos da dinâmica combinados à teoria de expansão de cavidade, com validação estatística dos

coeficientes de ajuste para os diferentes tipos de estacas. A formulação matemática reproduz aspectos do mecanismo de interação solo-estaca e, portanto, captura as magnitudes das cargas de ruptura medidas.

- b) Nesta formulação, a estimativa da força F_d considera intrinsecamente o tipo de solo, deste modo, não há nenhum coeficiente de ajuste que considere os diferentes tipos de solos que compõem o perfil avaliado. Os diagramas de dispersão apresentados anteriormente, nas Figuras 6.1 a 6.12, sugerem que o método captura adequadamente a mecanismo de interação solo-estaca, conforme mencionado anteriormente. Na prática, a aplicação do método proposto facilita o projetista, possibilitando uma correlação direta entre a força dinâmica (F_d) e a carga última da estaca que independe do tipo de solo;
- c) O método desenvolvido parte de uma força dinâmica (F_d) de reação do solo à cravação do amostrador para estimar uma resistência estática mobilizada. O método não considera explicitamente os efeitos dinâmicos, sendo estes avaliados a partir da análise estatística dos resultados. Este efeito pode, no entanto, ser um dos responsáveis pela dispersão das previsões, na medida em que a sua magnitude deve ser maior em solos argiloso do que em siltes e areias.

CAPÍTULO 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi proposto um método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado em uma nova interpretação do ensaio SPT conforme os conceitos introduzidos por Odebrecht (2003). À luz desta nova interpretação, o método proposto utiliza a força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador SPT para estimar a capacidade de carga de estacas, relacionando os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador com os da estaca. As diversas etapas de trabalho que compõem esta pesquisa produziram informações relevantes, tendo as principais conclusões citadas a seguir:

7.1 CONCLUSÕES

7.1.1 Quanto às hipóteses assumidas

A hipótese básica de cálculo assumida refere-se à decomposição da força dinâmica de reação do solo (F_d) nas parcelas de atrito lateral e ponta, a fim de estimar as resistências unitárias mobilizadas pelo amostrador SPT. Nesta separação, considerou-se uma situação ideal, onde uma estaca é executada em um perfil geotécnico composto por um solo menos resistente ao longo do seu fuste e um solo mais resistente ao nível da sua ponta. Considerando este perfil ideal, adotou-se como comportamento típico que, o solo penetra continuamente dentro do amostrador no horizonte do fuste e que ocorre o seu embuchamento na profundidade da ponta da estaca. Estas hipóteses simplificam situações comumente observadas logo, são consideradas como possíveis fontes de incerteza do método e podem ser adaptadas para condições específicas (por exemplo, estacas flutuantes).

A segunda hipótese, do método desenvolvido, consiste em estabelecer uma correlação entre os valores da resistência unitária dinâmica mobilizada pelo amostrador SPT com os valores das resistências unitárias estáticas da estaca. A transformação da resistência dinâmica em estática requer fatores de redução dependentes do tipo de solo. Em solos mais rijos (areias, por exemplo) a resistência dinâmica se equivale à estática, porém em solos moles (argilosos) a resistência dinâmica chega a ser 50% superior à estática. Percebe-se que nas hipóteses de cálculo assumidas não há qualquer coeficiente considerando esta transformação. Embora os

diagramas apresentados nas Figuras 6.1 a 6.12 comprovam que o tipo de solo não influencia nas previsões da capacidade de carga, o efeito dinâmico pode ser atribuído na dispersão dos dados resultantes da análise estatística.

A terceira hipótese de cálculo é a comparação modelo *versus* protótipo. Nos diagramas das Figuras 3.4 e 3.5 observa-se que razão entre o atrito lateral mobilizado na estaca e no amostrador diminui em torno de 80% com o aumento da relação entre seus diâmetros e comprimentos. Já no diagrama da Figura 3.6 percebe-se que a relação das forças normais de ponta da estaca e do amostrador é constante e, próximo à unidade. Deste modo, pode-se concluir que é observado um efeito de escala somente na transposição do atrito lateral do amostrador para a estaca (na ponta não é observado este efeito).

Diferenças nos mecanismos de mobilização das resistências entre o amostrador e diferentes tipos de estacas, são expressos em termos dos coeficientes α e β . Na Tabela 5.3, pode-se observar uma coerência entre os resultados da regressão linear: valores próximos à unidade são obtidos para estacas metálicas, que representam o mesmo mecanismo de interação solo-estaca que o amostrador; valores um pouco superiores à unidade para as estacas cravadas pré-moldadas, possivelmente por um maior atrito na interface solo-estaca; valores reduzidos para as estacas escavadas, que na sua execução geram um alívio de tensões no solo e, valores intermediários entre as estacas escavadas e cravadas para as estacas hélice contínua que, durante o processo de concretagem afetam o estado de tensões do solo. A coerência destes resultados reafirma a coerência da metodologia proposta.

7.1.2 Quanto ao intervalo de confiança

Conhecida a dispersão de resultados do ensaio SPT, bem como a variabilidade de resultados de provas de carga, torna-se difícil prever com precisão a capacidade de carga de estacas. Esta dispersão é, neste trabalho, avaliada através de rigorosa análise estatística que possibilitou identificar uma confiabilidade às previsões. Intervalos de confiança associados a fatores de segurança podem subsidiar o projeto de fundações.

7.1.3 Quanto aos resultados

Analisando os diagramas de dispersão apresentados no Capítulo 6, desta dissertação, pode-se concluir que o método proposto é capaz de prever de forma satisfatória a capacidade de carga de estacas. Apesar da dispersão observada das previsões, o método produz valores médios de capacidade de carga da mesma ordem de grandeza dos valores medidos. Seu uso, no entanto, deve ser acompanhado de uma rigorosa avaliação por parte do projetista, na medida em que há ocorrência de previsões superiores a 100% dos valores medidos e estimados na análise estatística. Nestes casos, a adoção de um coeficiente de segurança 2, recomendado pela NBR 6122/96, pode ainda conduzir a estimativas de cargas de trabalho próximas às cargas de ruptura das estacas.

Comparando o desempenho do método proposto com os métodos tradicionalmente empregados, observa-se uma menor dispersão dos resultados (menor desvio padrão), o que confere ao método proposto previsões mais confiáveis de capacidade de carga.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Incorporar novos dados ao banco de dados desta pesquisa, em particular casos de provas de carga instrumentadas;
- Realizar ensaios que permitam identificar com maior clareza os efeitos da transposição da resistência dinâmica em estática;
- Aplicar os conceitos de energia para diferentes tipos de amostradores (ponta aberta e fechada), visando identificar algumas hipóteses assumidas pelo método proposto;
- Buscar procedimentos mais rigorosos para realizar a separação da carga mobilizada por atrito e por ponta em estacas;
- Avaliar os possíveis efeitos de profundidade crítica por constatações experimentais.

CAPÍTULO 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALONSO, U. R. Contribuição para a formação de um banco de dados de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 430-450, 2000.
2. ALONSO, U. R. Cuidado com as provas de carga dinâmicas! In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 527-537, 2004.
3. ALONSO, U. R. Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 142 p. 1998.
4. ALVES, I. P. M. Comportamento de estacas escavadas no Rio Grande do Sul. 1984. 92 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 1984.
5. AMARAL, A. B. T.; VIEZZER, M. E.; AMARAL, J. C. Uma formulação geral sobre a capacidade de carga em estacas pré-moldadas de concreto. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 79-97, 2000.
6. ANG, A. H. S.; TANG, W. H. Probability Concepts in Engineering Planning and Design. John Wiley & Sons.1975, 409 p.
7. ANJOS, G. J. M.; CUNHA, R. P.; VALADÃO, A. C.; FERREIRA, E. S. Estudo de estaca escavada em solo não saturado no Distrito Federal usando ensaios de campo. In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 205-215, 2004.
8. AOKI, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 1976. 44 pág.
9. AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. Prova de carga estática no amostrador SPT para a obtenção da eficiência e da resistência estática em solo arenoso. Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, volume 27, nº 2, p.147-160, maio/agos, 2004.
10. AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. The application of energy conservation Hamilton's principle to the determination of energy efficiency in SPT tests. In: PROCEEDINGS OF THE SIXTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, São Paulo. Anais...p.457-460, 2000.
11. AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: V CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y

- CIMENTACIONES - PASSMFE, Buenos Aires, Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones V5, p. 367-374, 1975.
12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: estacas – prova de carga estática: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1992.
 13. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
 14. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: solo – sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
 15. AZEVEDO Jr, N. NIYAMA, S.; VALVERDE, S.; YASSUDA, A. J; Provas de carga estáticas e dinâmicas em estacas metálicas cravadas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V4, p. 173-183, 1985.
 16. BELINCANTA, A. Avaliação dos Fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT. 1998. Tese (Doutorado em Engenharia) – USP, São Carlos.
 17. BEREZANTSEV, V. G. KHISTTOFOROV, V.S.; GOLUBKOV, V. N. Load bearing capacity and deformation of pile foundations. In: 5º CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FOUNDATION, Paris. Anais...Paris, 1961.
 18. CAVALCANTE, E., H. Investigação teórico-experimental sobre o SPT. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
 19. CESAR, E. P. V.; CESAR R. R. Dapoli: Campo experimental em estacas de pequeno porte. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 185-194, 2000.
 20. CHIN, F. K. Discussion: “Pile tests. Arkansas River Project”, JSMFD, ASCE, volume 27, nº SM7, 1970.
 21. CONSENGE CONSULTORIA E ENGENHARIA CIVIL LTDA. Banco de dados: Relatórios de provas de carga estática.
 22. DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas escavadas em aterro compactado. Algumas comparações. Revista Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, volume 26, nº 1, p.87-94, jan/abril, 2003.
 23. DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E

- ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - CBMSEF, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro: ABMS/ABEF,1978.
24. DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca. A Construção, São Paulo, 1982.
 25. DÉCOURT, L.; SPT, SPT-T - A prática Brasileira: vantagens, limitações e críticas. São Paulo: ABMS, 48 p. 2002.
 26. DÉCOURT. L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e Projeto de Fundações Profundas. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 63 págs, 1998.
 27. DIAS, C. R. R. Comportamento das estacas de fundações dos silos do terminal trigo e soja do superporto do Rio Grande. Revista Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, volume 2, nº 2, p.27-37, maio/agos. 1979.
 28. DIAS, C. R. R. Provas de carga especiais nas estacas de grande diâmetro do Porto do Rio Grande. Revista Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, volume 2, nº 2, p.3-15, maio/agos,1979.
 29. ENGESOLOS ENGENHARIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES S/A. Banco de dados: Relatórios de provas de carga estática.
 30. FÁBRIS, E. E.; DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas pré-moldadas e moldadas “in loco” em solo do grupo do grupo Bauru: O efeito significativo da laterização. In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo. Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 138-1147, 2004.
 31. FIGUEIRA, P. C. S.; LIMA FILHO, S. C. P. Avaliação dos critérios usuais de estimativa de capacidade de carga em estacas metálicas em prédio residencial construído na cidade do Rio de Janeiro. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRAMSEG, Porto Alegre, Anais...Porto Alegre: ABMS/ABEF, V6, p. 15-22, 1986.
 32. FONTOURA, S. A. B.; VELLOSO, P. P. C.; PEDROSA, M. G. A.; Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada com instrumentação no fuste. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRAMSEG, Olinda. Anais...Olinda: ABMS/ABEF, V7, p. 221-231, 1982.
 33. FUNDESP. Fundações especiais. São Paulo: Catálogo. 2004.
 34. GEOFORMA ENGENHARIA LTDA. Banco de dados: Relatórios de provas de carga estática.

35. GERDAU AÇOMINAS. Perfis laminados aplicados com estacas metálicas. São Paulo: Catálogo. 2004.
36. GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S. BERNARDES, G. P.; FORTUNATO, S. G. S. Controle de Fundações Profundas Através de Métodos Dinâmicos. São Paulo: editado pelos próprios autores, 253 p. 2000.
37. GOULART, M. R. M. Previsão de capacidade de carga em estacas escavadas com a utilização de ensaios de cone em solos residuais. 2001. 134 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2001.
38. ISSMFE. Technical Committee on Penetration Testing of Soils, TC 16. Report on Reference Test Procedure CPT-SPT-DP-WST. Rio de Janeiro, 1989.
39. MASSAD, F.; FOTI, A. Estacas Strauss: Cuidados a serem observados na execução e a contribuição da ponta na sua capacidade de carga. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRAMSEG, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V3, p. 1733-1742, 2002.
40. MAZURKIEWICZ, B. K. Test loading of piles according to Polish regulations, Preliminary Report nº 35, Commission on Pile Research, Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, Stockholm, 1972.
41. MEYERHOR, G. G. Bearing capacity and settlements of pile foundations. Proc. American Society of Civil Engineering Div., ASCE, vol 102, nº GT 3, 1976.
42. MEYERHOR, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. Geotechnique, vol 2, 1951.
43. MILITITSKY, J. Provas de Carga Estáticas. In: 2º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo. Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p.203-228, 1991.
44. MILITITSKY, J. Relato do estado atual de conhecimento: Fundações. In: 8º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - CBMSEF, Porto Alegre. Anais...Porto Alegre: ABMS/ABEF, V7, 1986.
45. MIQUERINOS ENG DE FUNDAÇÕES LTDA. Banco de dados: Relatórios de provas de carga estática.
46. NAKAO, H.; ISHII, N. T. Análise dos resultados de provas de carga de estacas escavadas no terciário de Taubaté. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRAMSEG, Porto Alegre, Anais...Porto Alegre: ABMS/ABEF, V6, p. 131-140, 1986.

47. NIYAMA, S.; AOKI, N. CHAMECKI, P. R. Verificação de Desempenho. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 31 p. 1998.
48. NOVAS, L. A. Estacas Escavadas de pequeno Diâmetro nos solos Argilosos da Formação “LIBERTAD” Uruguai. 2002.149p Dissertação (Mestrado em Engenharia)- PPGE, UFRGS, Porto Alegre.
49. ODEBRECHT, E. Medidas de energia no ensaio SPT. 2003. 230 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGE/UFRGS, Porto Alegre.
50. ODEBRECHT, E; ROCHA, M. M; SCHNAID, F; BERNARDES, G. P. Transferência de energia no ensaio SPT: Efeito do comprimento de hastes e da magnitude de deslocamentos. Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, volume 27, nº 1, p.69-82, jan/abril, 2004 (a).
51. ODEBRECHT, E; SCHNAID, F; BERNARDES, G. P. Energy measurements for standard penetration tests and effects of the length of rods. In: PROCEEDINGS ISC-2 ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, Porto. Anais...Porto: Viana da Fonseca & Mayne, V2, p. 351-358. 2004 (b).
52. PACHECO, M. LIMA, L. S. A. Um critério estatístico para interpretação de ensaios geotécnicos. Revista Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, volume 19, nº 3, p.177-188, maio/agos, 1996.
53. PEDROSO, N. F.; TEIXEIRA, R. S. Provas de carga em estacas brocas preenchidas com solo cimento plástico, executadas na camada de argila porosa da cidade de Londrina / PR. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V1, p. 333-340, 2000.
54. POULOS, H. G.; DAVIS E. H. Pile Foundation Analysis and Design. Editora Willey, 397 pg., 1980.
55. QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. S. S. DANZIGER, F. Investigações Geotécnicas. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 43 p. 1998.
56. RODRIGUES, A. A.; CARVALHO, J. C.; CORTOPASSI, R. S.; SILVA C. M. Avaliação da adaptabilidade de métodos de previsão de capacidade de carga a diferentes tipos de estacas. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRAMSEG, Foz do Iguaçu. Anais...Foz do Iguaçu: ABMS/ABEF, V4, p. 1591-1598,1994.
57. SCAC. Estacas de concreto centrifugado: Catálogo.
58. SCHMERTMANN, J.H.; PALACIOS, A. Energy dynamics of SPT. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.105, n.GT8, 909-926 p.1979.

59. SCHNAID, F. Ensaios de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.
60. SEGANTINI, A. A. S.; CARVALHO, D. Análise do comportamento à compressão de estacas escavadas em solo arenoso do nordeste do estado de São Paulo. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 92-101, 2000.
61. SILVA, C. H. C. Uso do valor $N_{(spt)}$ na estimativa da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto. 1989. 125 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 1989.
62. SILVA, R. L. G.; CASTRO, G. R. Estimativa do comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRAMSEG, Olinda. Anais...Olinda: ABMS/ABEF, V7, p.277- 295, 1982.
63. SKEMPTON, A. W. Standard penetration t procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Geotechnique, volume 36 n° 3, p. 876-882, 1986.
64. SOARES, F. L.; GUSMÃO, A. D. COSTA, R. F. F. Análise de prova de carga estática em uma estaca pré-moldada em um depósito de solo mole. In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo. Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 148-157, 2004.
65. SPIEGEL, M. R.; SCHILLER, J.;SRINIVANSAN, A.R. (2004) - Probabilidade e Estatística. Coleção Schaum, Editora Bookman, 398 pág.
66. TECNOSOLO ENGENHARIA E TECNOLOGIA DE SOLOS E MATERIAIS S. A. Banco de dados: Relatórios de provas de carga estática.
67. TERZAGUI, K. Theoretical soil mechanics. New York, 1943.
68. TOMLINSON M. S. Foundation Design and Construction. Editora Longman, 536 pg., 1995.
69. VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3., Zurich, 1953.
70. VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. Fundações para silo vertical de 100.000 t no porto de Paranaguá. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - CBMSEF, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro: ABMS/ABEF,1978.

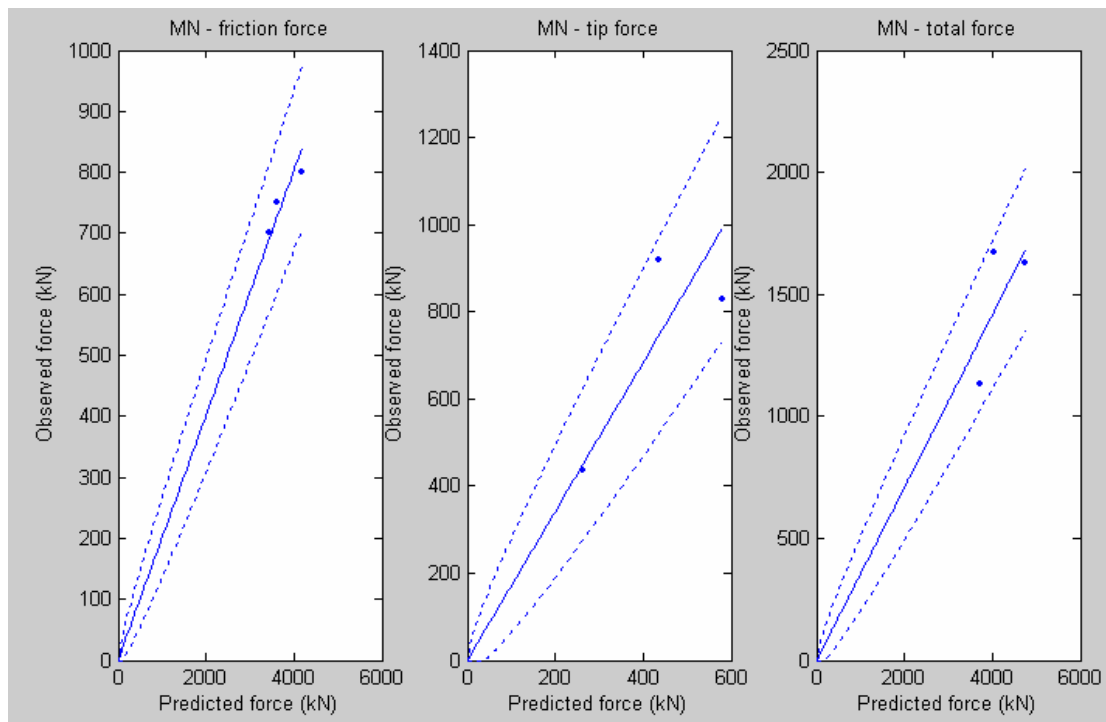
71. VELLOSO, D.A. LOPES, F.R. Fundações. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 472 p., 2002.
72. VELLOSO, P. P. C.; HAMMES, M.; Estudo da cravação de estacas metálicas em folhelhos da formação ilhas, na Bahia. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRAMSEG, Olinda, Anais...Olinda: ABMS/ABEF, V7, p. 325-338, 1982.
73. VÉSIC, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 98, nº SM 3, 1972.
74. VESSARO, P.; BRANCO, C. J. M.; CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Provas de carga dinâmica em estacas com trado mecânico. In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, São Paulo, Anais...São Paulo: ABMS/ABEF, V2, p. 431-440, 2004.

ANEXO I – *CR-ROM*

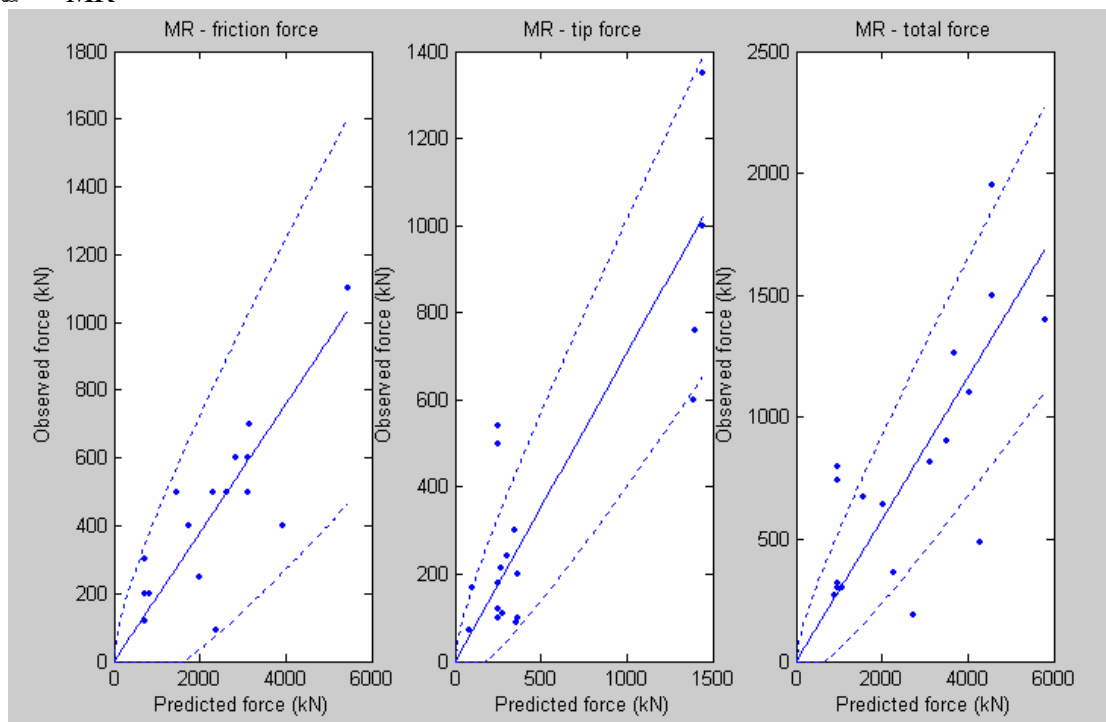
ANEXO II – GRÁFICOS RESULTANTES DA REGRESSÃO LINEAR

Grupo I

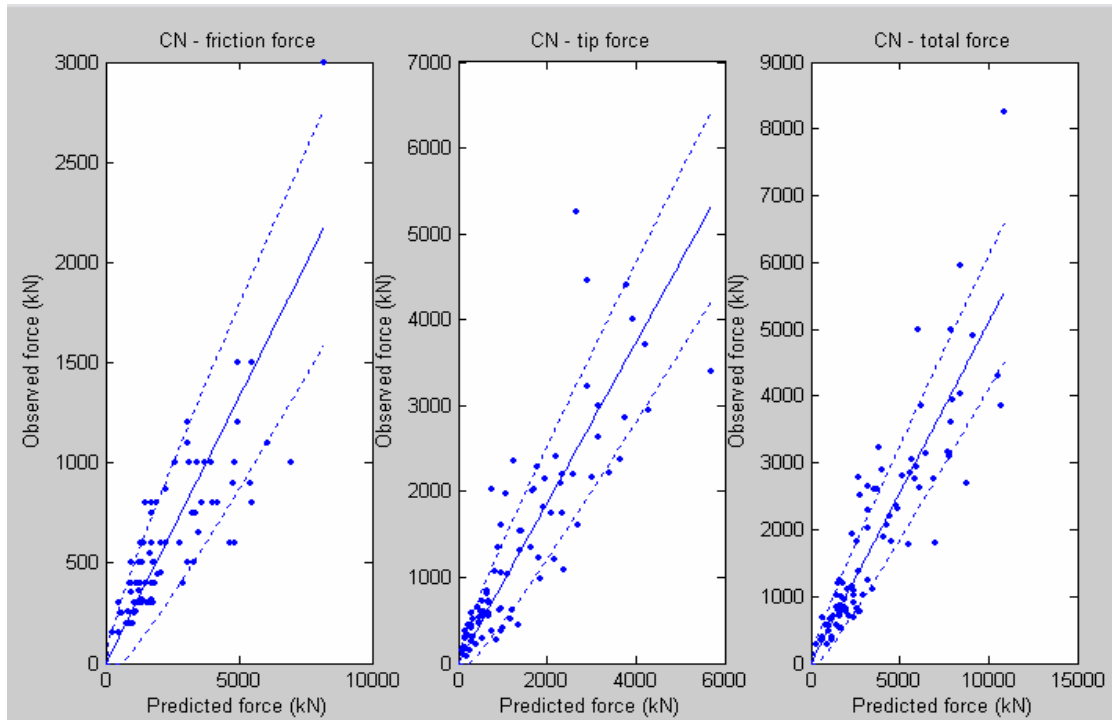
✎ MN



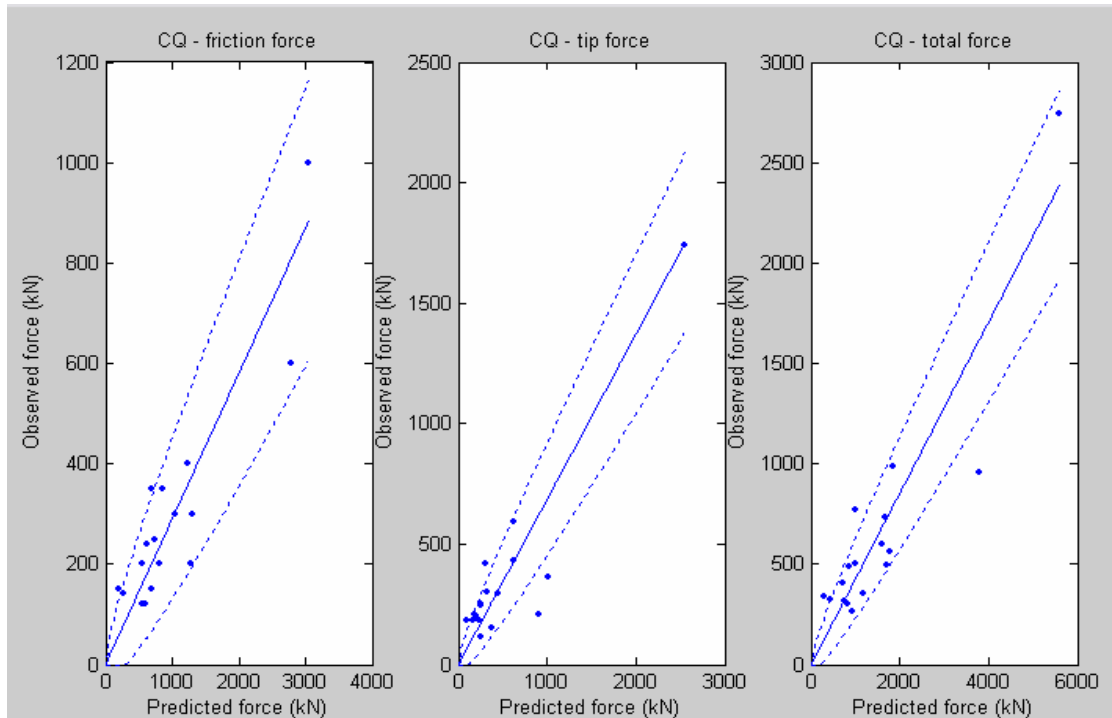
✎ MR



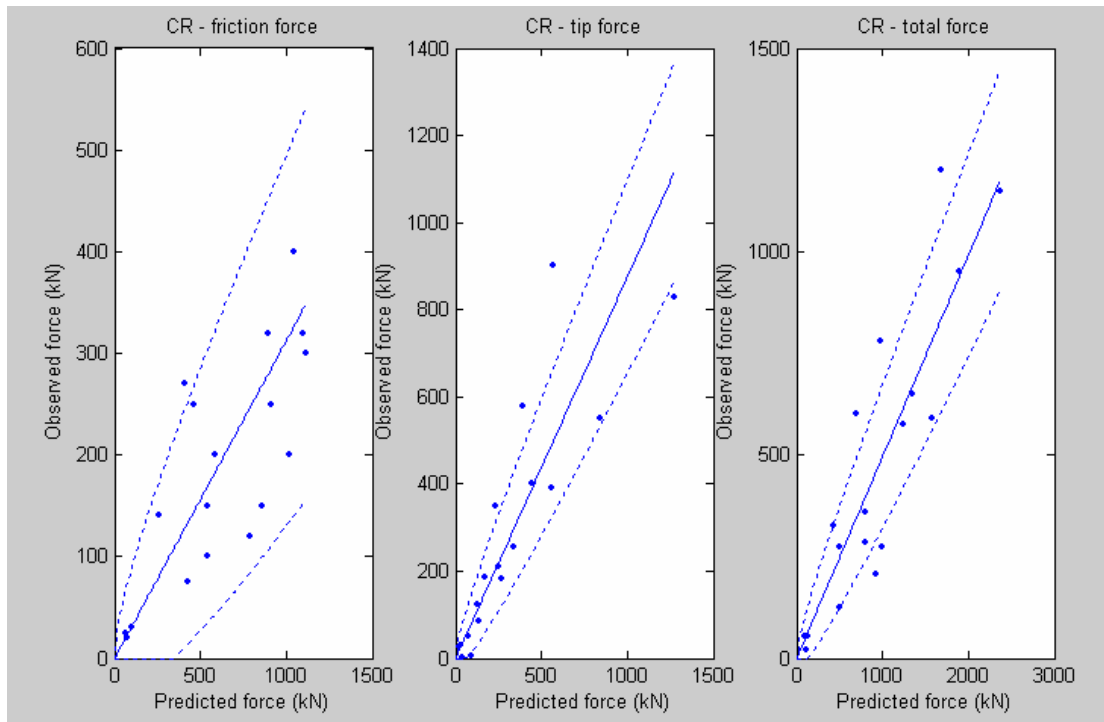
CN



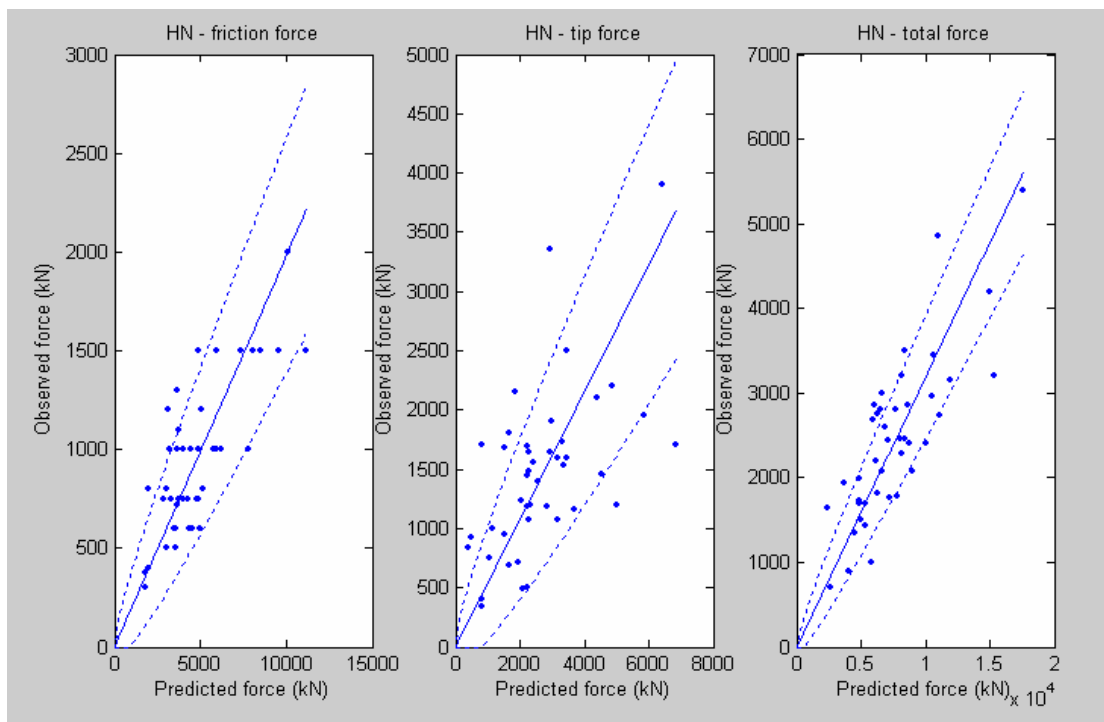
CQ



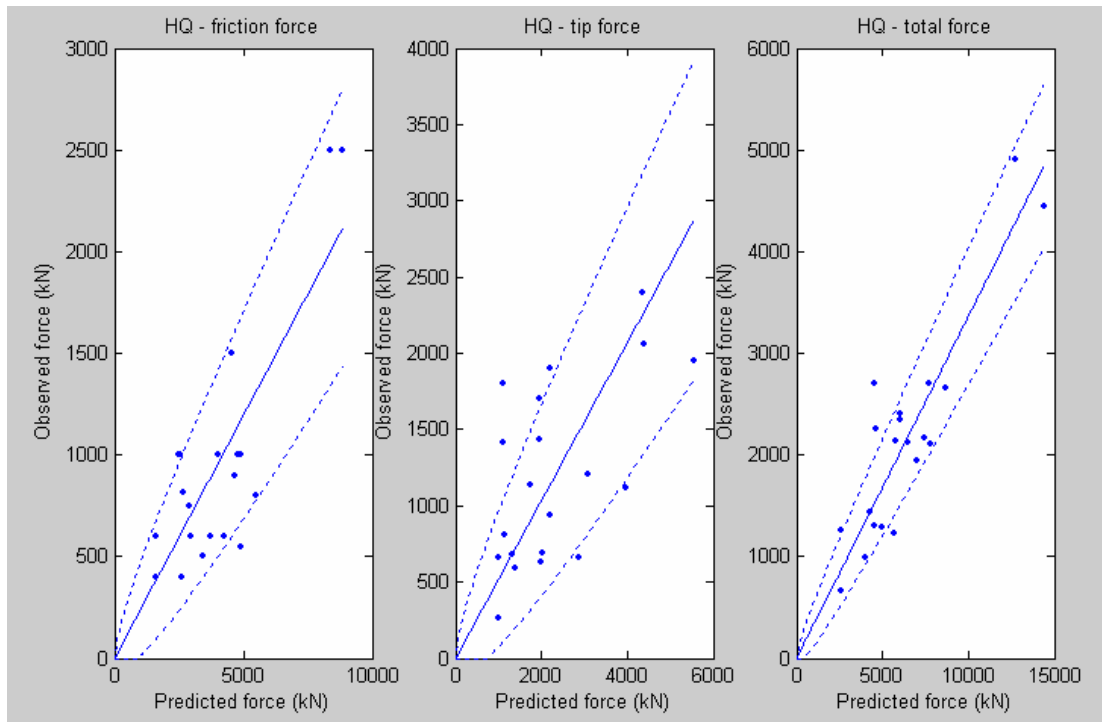
✍ CR



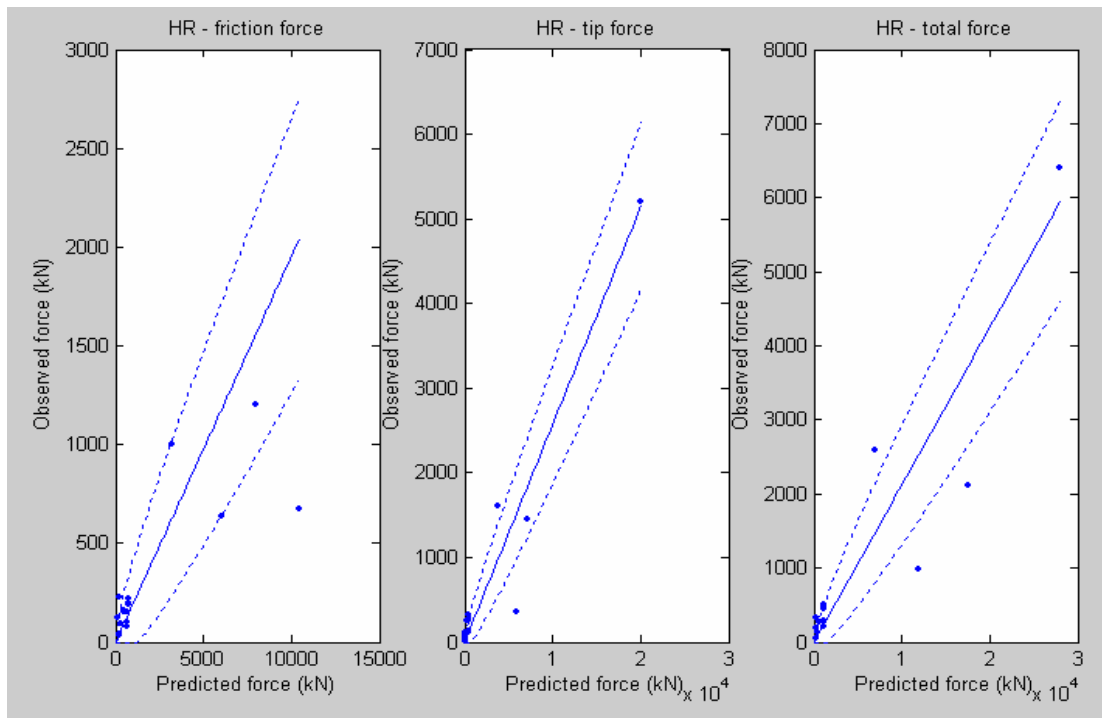
✍ HN



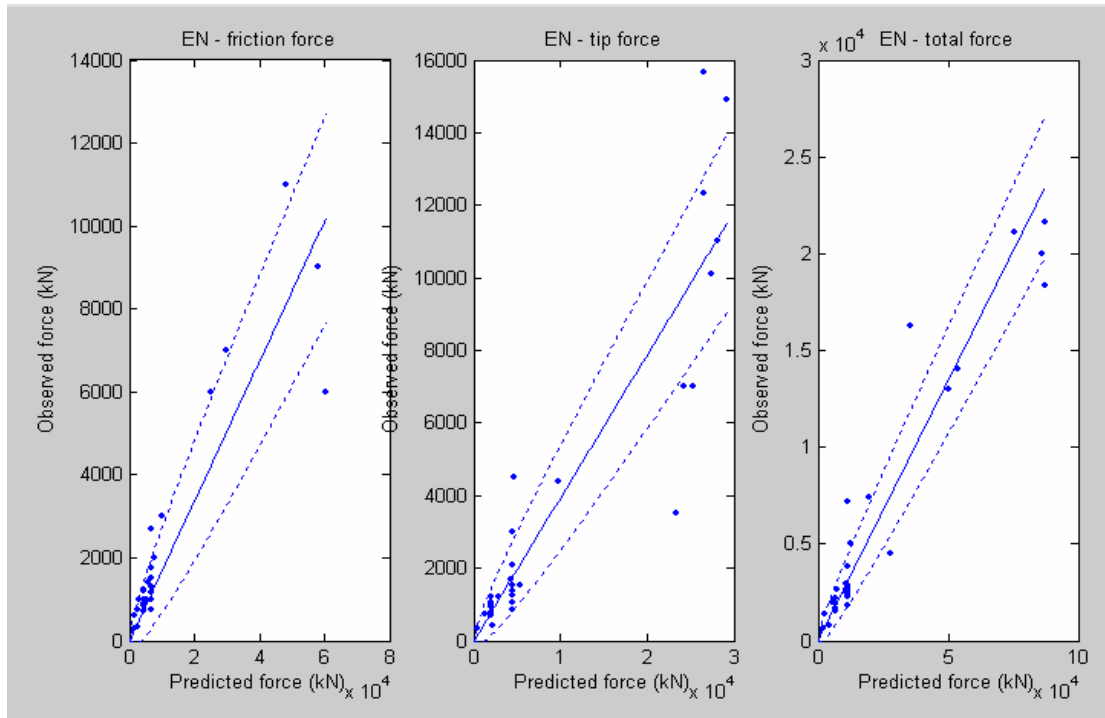
✍ HQ



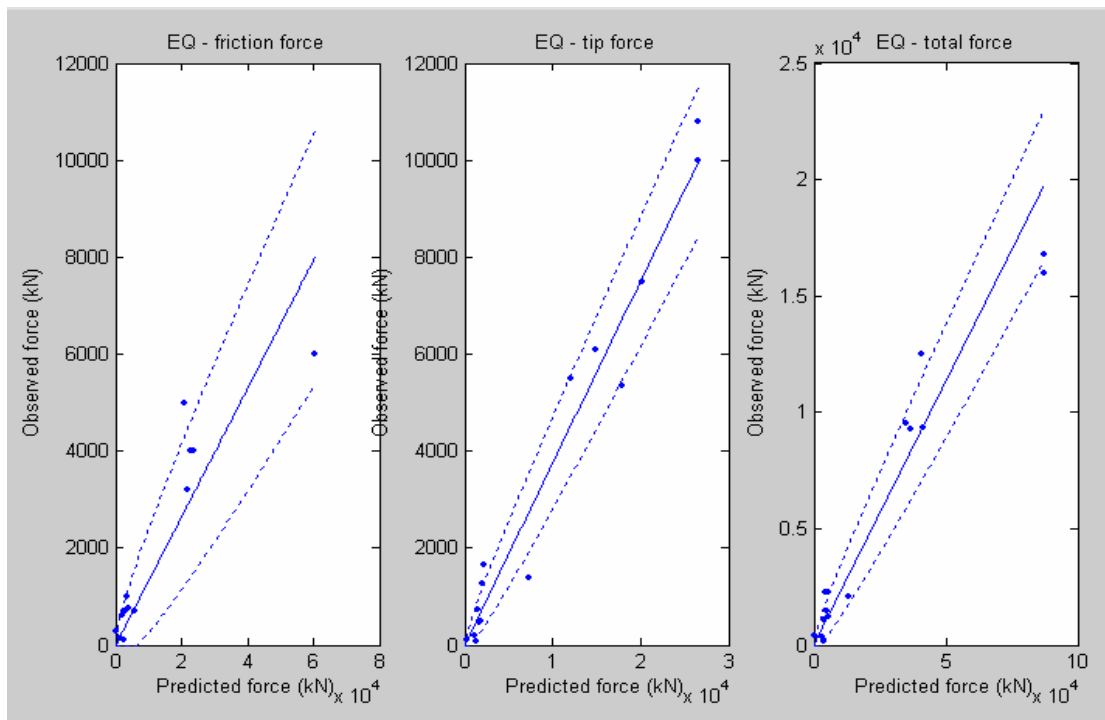
✍ HR



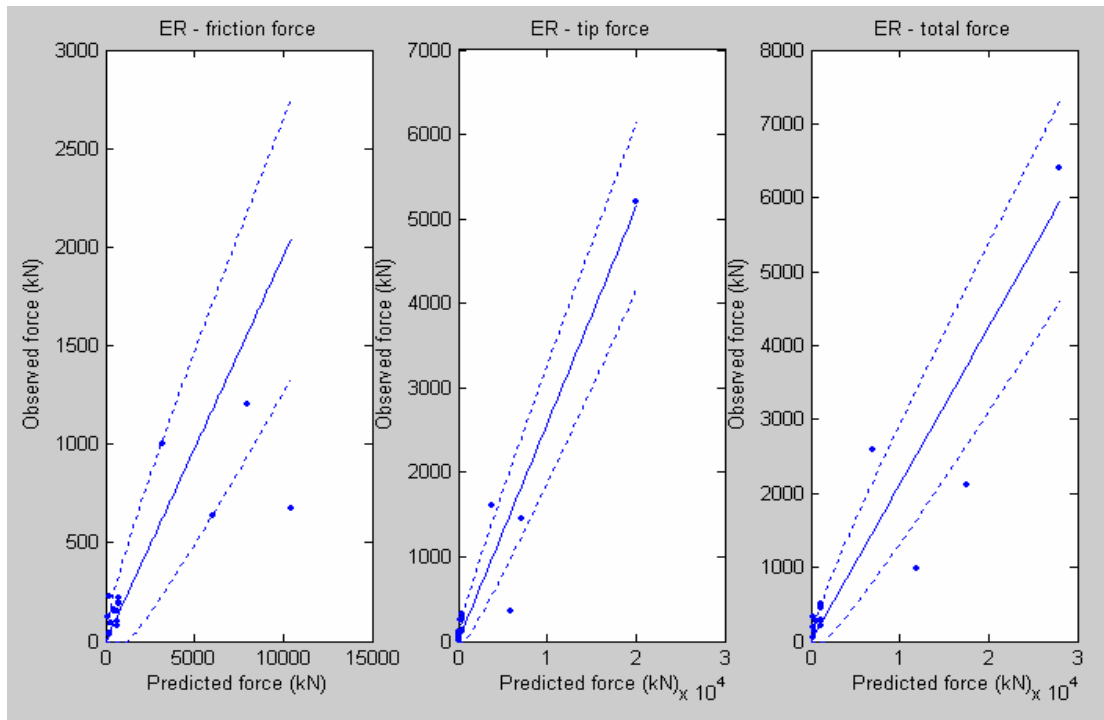
EN



EQ

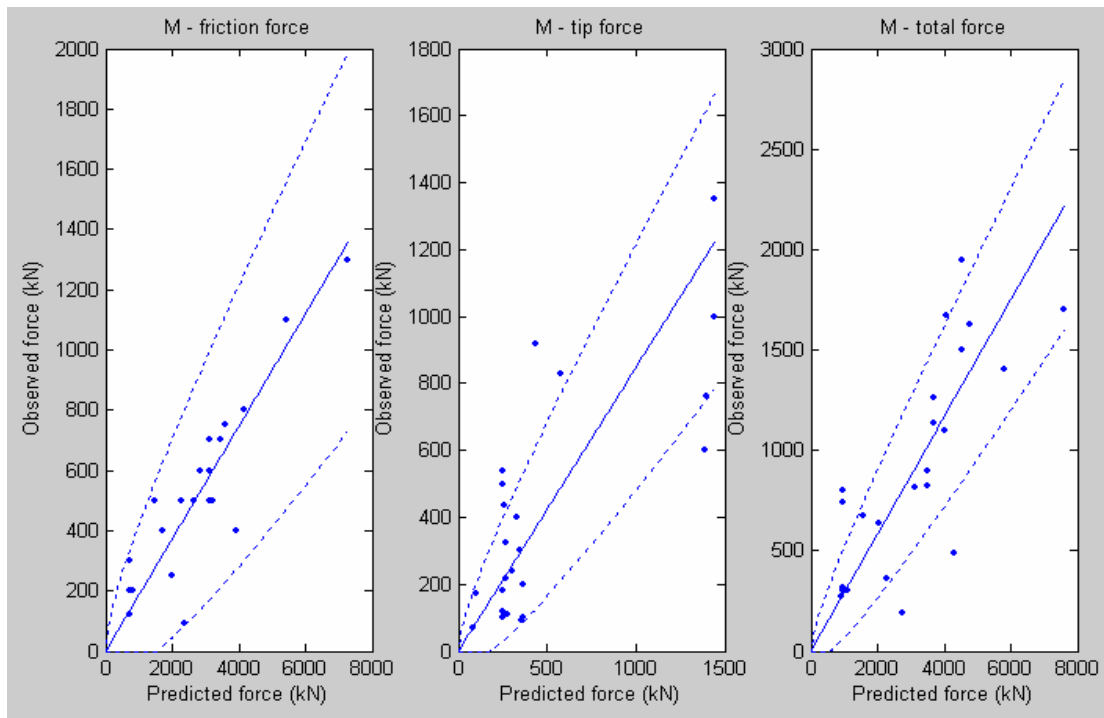


ER

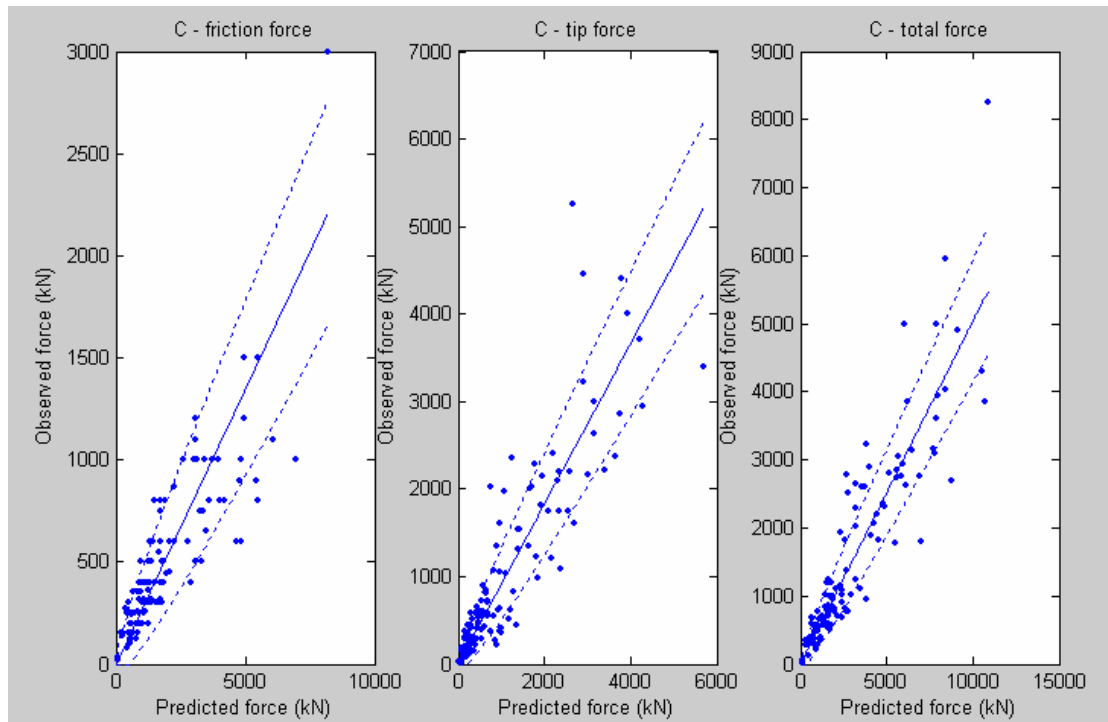


Grupo II

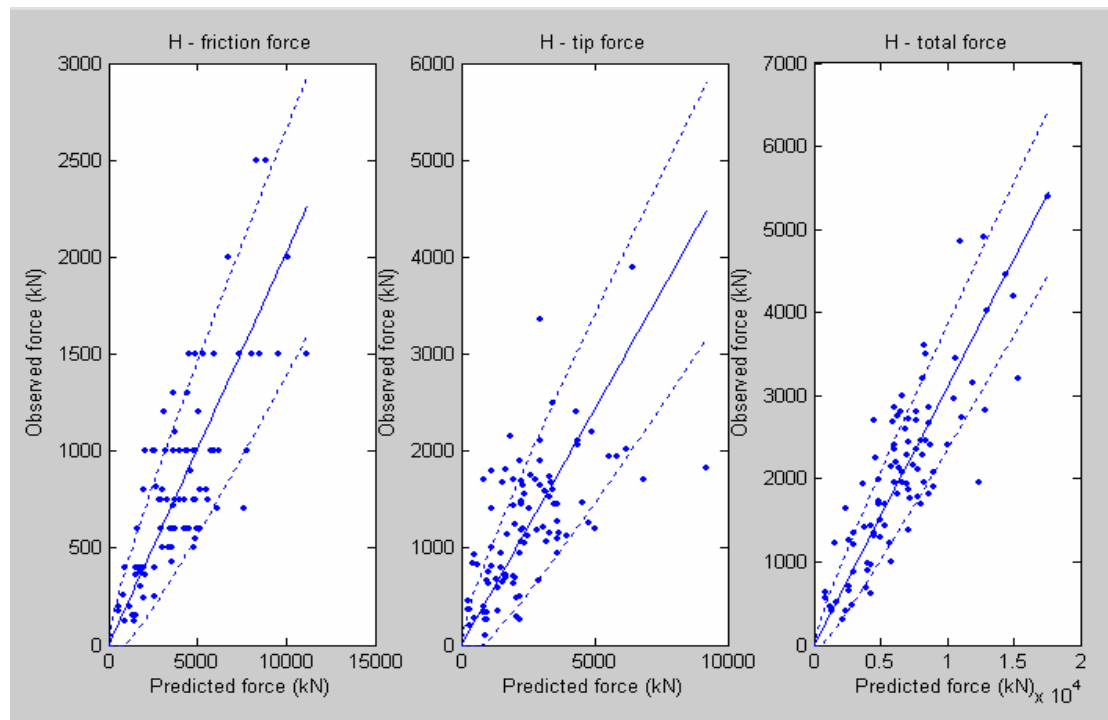
M



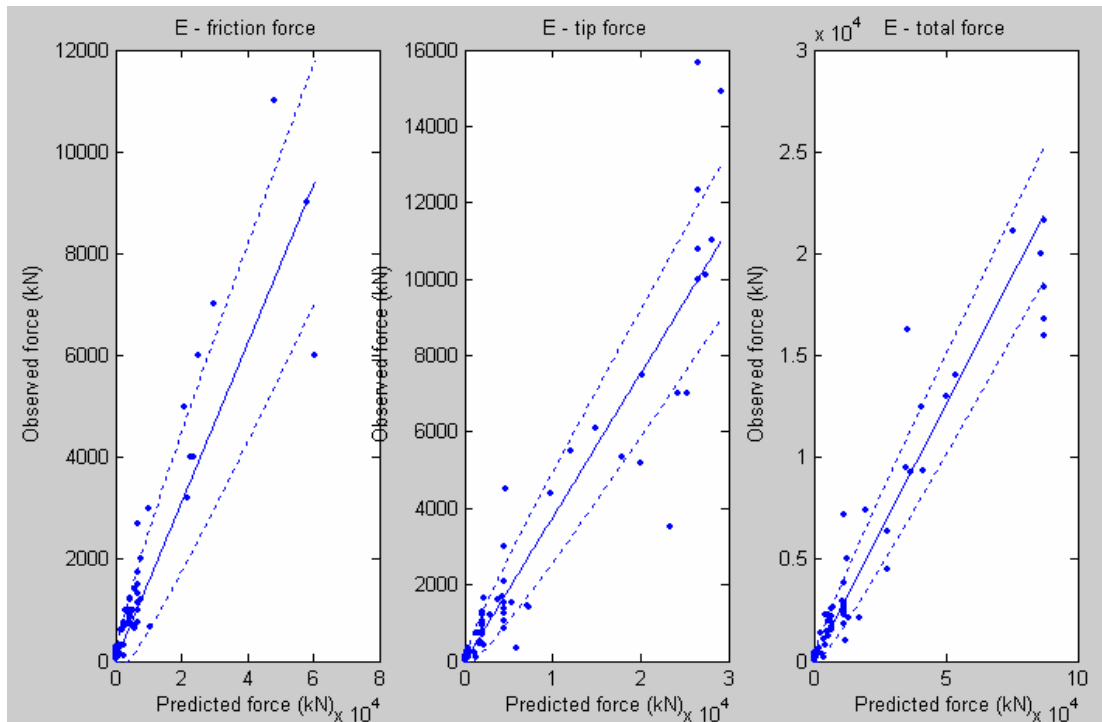
✍ C



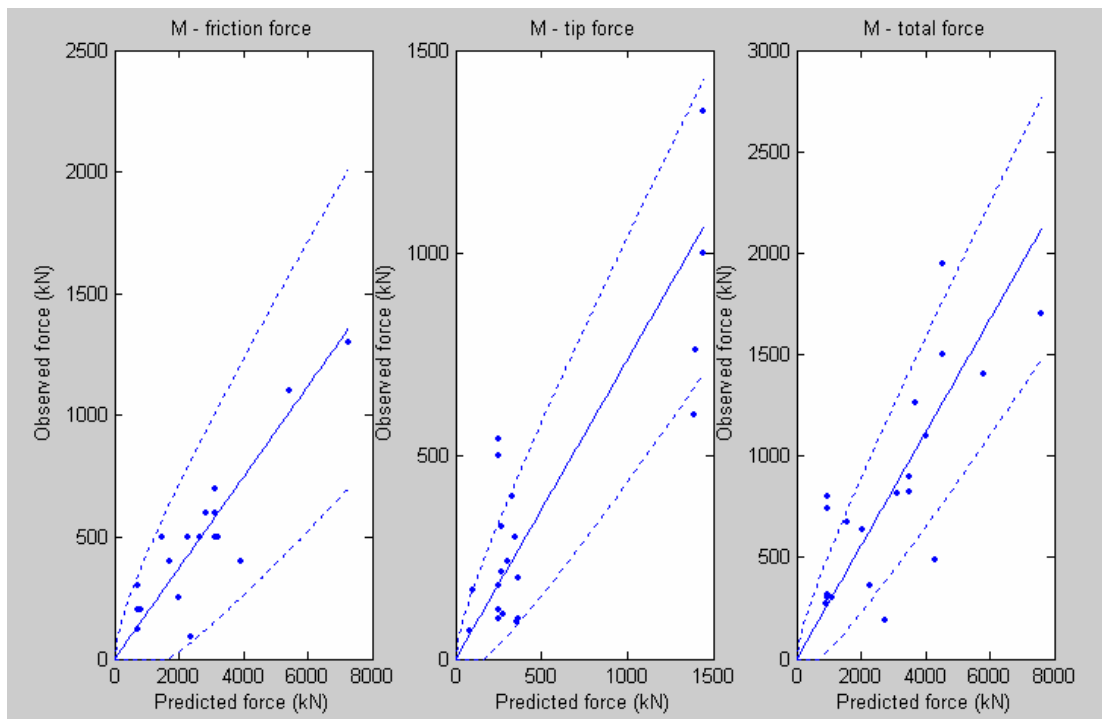
✍ H



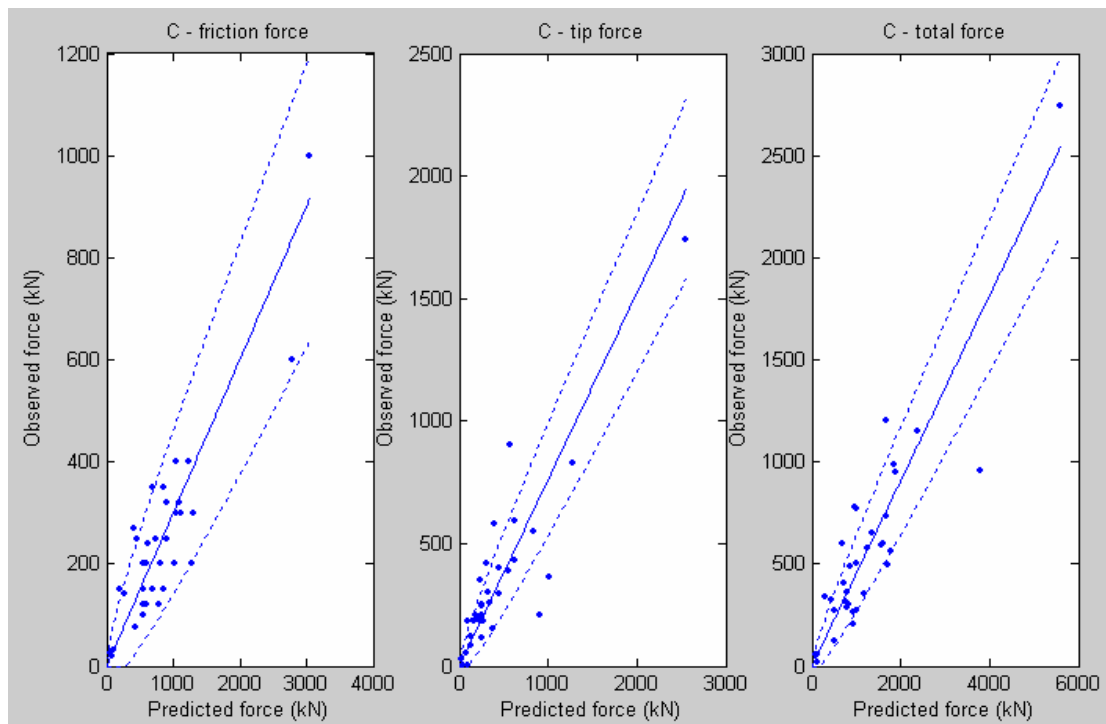
E

**Grupo III**

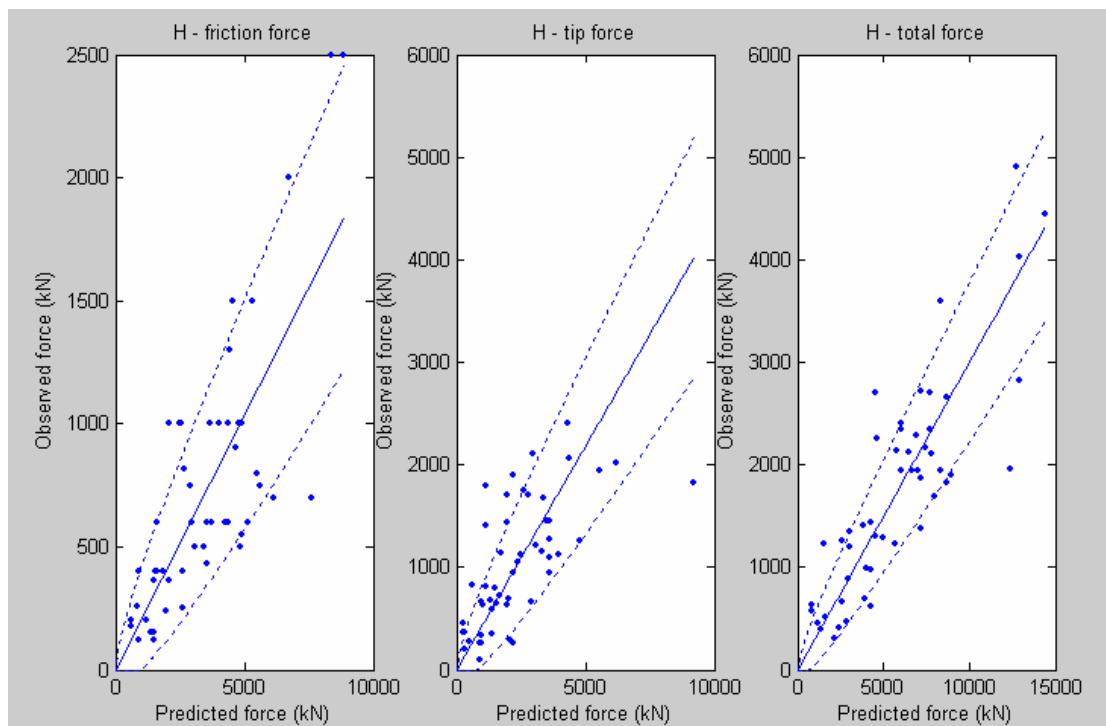
M



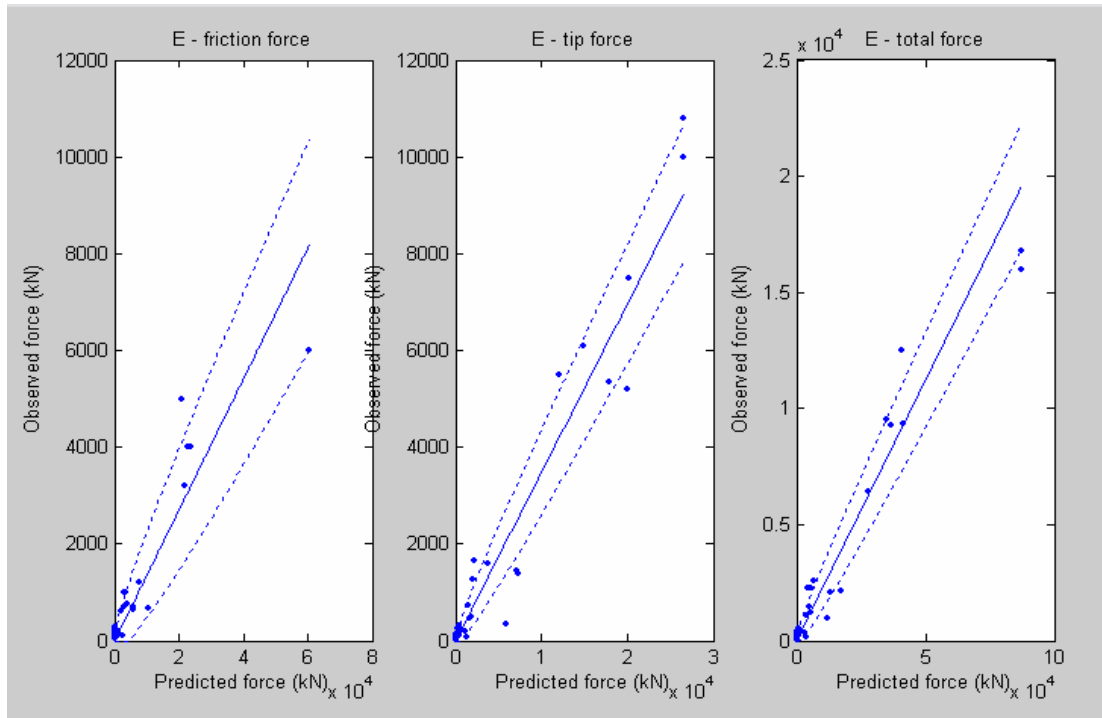
✎ C



✎ H



E



ANEXO II – PREVISÃO DA CARGA LATERAL, DE PONTA E TOTAL PELO MÉTODO PROPOSTO

☞ Estacas cravadas pré-moldadas: provas de carga à compressão

Estaca	Carga Lateral Prevista (kN)		Carga de Ponta Prevista (kN)		Carga Total Prevista (kN)	
	Ql méd	IC	Qp méd	IC	Qu méd	IC
1	401,07	299,73 - 502,41	528,28	361,88 - 694,69	929,35	708,64 - 1150,07
2	530,51	413,96 - 647,06	520,32	355,17 - 685,46	1050,83	816,13 - 1285,52
3	354,82	259,51 - 450,14	525,60	359,62 - 691,59	880,43	665,60 - 1095,25
4	327,72	236,12 - 419,32	406,59	260,60 - 552,57	734,30	538,11 - 930,49
5	351,66	256,77 - 446,54	438,20	286,64 - 589,76	789,86	586,38 - 993,33
6	76,35	32,13 - 120,56	264,91	147,07 - 382,75	341,26	207,51 - 475,00
7	1473,28	1279,06 - 1667,50	1102,90	862,46 - 1343,34	2576,18	2208,71 - 2943,65
8	873,59	724,03 - 1023,15	417,46	269,54 - 565,39	1291,05	1030,91 - 1551,20
9	594,64	471,25 - 718,03	357,69	220,76 - 494,62	952,33	728,91 - 1175,76
10	529,83	413,36 - 646,31	526,32	360,22 - 692,42	1056,16	820,87 - 1291,45
11	292,71	206,14 - 379,28	494,41	333,43 - 655,40	787,13	584,00 - 990,25
12	560,83	441,00 - 680,66	415,56	267,97 - 563,16	976,39	750,16 - 1202,62
13	630,48	503,43 - 757,54	1794,33	1487,64 - 2101,01	2424,81	2068,29 - 2781,32
14	523,27	407,52 - 639,02	1820,23	1511,34 - 2129,12	2343,50	1993,01 - 2693,99
15	1052,49	888,33 - 1216,64	574,77	401,20 - 748,35	1627,26	1335,20 - 1919,32
16	1089,04	922,06 - 1256,03	1419,86	1147,05 - 1692,67	2508,90	2146,26 - 2871,55
17	928,92	774,70 - 1083,14	1070,52	833,64 - 1307,41	1999,44	1675,70 - 2323,18
18	1632,48	1428,04 - 1836,93	1784,10	1478,29 - 2089,90	3416,58	2993,39 - 3839,77
19	1822,14	1606,15 - 2038,13	2065,04	1736,04 - 2394,05	3887,18	3435,79 - 4338,58
20	297,03	209,82 - 384,23	2432,11	2075,06 - 2789,16	2729,13	2350,91 - 3107,36
21	626,44	499,80 - 753,09	1273,35	1015,00 - 1531,70	1899,80	1584,23 - 2215,36
22	282,56	197,50 - 367,61	1356,70	1090,03 - 1623,38	1639,26	1346,13 - 1932,39
23	952,45	796,29 - 1108,61	1242,69	987,46 - 1497,91	2195,14	1855,93 - 2534,35
24	500,81	387,58 - 614,05	830,04	621,45 - 1038,63	1330,85	1066,73 - 1594,97
25	778,10	636,96 - 919,25	729,42	533,88 - 924,95	1507,52	1226,41 - 1788,63
26	1261,10	1081,41 - 1440,79	1472,11	1194,32 - 1749,89	2733,21	2354,70 - 3111,72
27	981,35	822,83 - 1139,86	1760,01	1456,27 - 2063,74	2741,35	2362,28 - 3120,42
28	1652,27	1446,59 - 1857,95	2225,98	1884,40 - 2567,57	3878,25	3427,37 - 4329,13
29	1009,51	848,74 - 1170,28	1959,61	1639,12 - 2280,11	2969,12	2574,62 - 3363,63
30	2459,42	2208,48 - 2710,36	2035,39	1708,76 - 2362,03	4494,81	4009,42 - 4980,21
31	1657,55	1451,54 - 1863,55	2225,98	1884,40 - 2567,57	3883,53	3432,35 - 4334,71
32	846,27	699,07 - 993,47	2282,57	1936,67 - 2628,47	3128,83	2723,86 - 3533,81
33	1000,98	840,89 - 1161,06	2394,90	2040,60 - 2749,21	3395,88	2973,97 - 3817,79
34	680,67	548,66 - 812,69	1303,56	1042,17 - 1564,96	1984,24	1661,73 - 2306,74
35	372,82	275,12 - 470,52	1498,18	1217,95 - 1778,42	1871,00	1557,83 - 2184,17
36	513,61	398,94 - 628,29	2598,00	2228,97 - 2967,03	3111,61	2707,75 - 3515,48
37	1408,38	1218,49 - 1598,28	2413,52	2057,84 - 2769,20	3821,90	3374,32 - 4269,49
38	1448,38	1255,81 - 1640,95	1608,97	1318,56 - 1899,38	3057,35	2657,03 - 3457,67
39	1052,07	887,95 - 1216,19	1666,20	1370,67 - 1961,72	2718,26	2340,79 - 3095,74
40	934,60	779,91 - 1089,29	1387,59	1117,90 - 1657,28	2322,19	1973,30 - 2671,08
41	679,19	547,32 - 811,06	2879,20	2490,71 - 3267,68	3558,39	3126,51 - 3990,27
42	2086,60	1855,46 - 2317,74	2867,85	2480,13 - 3255,57	4954,45	4444,84 - 5464,06

43	1191,47	1016,81 - 1366,13	2997,22	2600,85 - 3393,59	4188,69	3720,11 - 4657,26
44	1112,05	943,31 - 1280,79	3259,78	2846,42 - 3673,14	4371,83	3893,12 - 4850,53
45	1482,97	1288,12 - 1677,83	3205,42	2795,51 - 3615,32	4688,39	4192,66 - 5184,13
46	1211,97	1035,82 - 1388,13	2775,34	2393,93 - 3156,75	3987,31	3530,14 - 4444,48
47	1484,57	1289,61 - 1679,53	945,55	722,92 - 1168,18	2430,12	2073,22 - 2787,03
48	925,10	771,19 - 1079,00	580,23	405,84 - 754,63	1505,33	1224,43 - 1786,23
49	1445,08	1252,73 - 1637,43	4325,84	3849,66 - 4802,03	5770,92	5220,92 - 6320,92
50	915,84	762,71 - 1068,96	1944,40	1625,15 - 2263,65	2860,24	2473,03 - 3247,44
51	176,82	109,53 - 244,10	167,46	73,77 - 261,15	344,28	209,94 - 478,61
52	208,02	135,04 - 281,00	231,78	121,56 - 342,00	439,80	287,97 - 591,63
53	295,60	208,60 - 382,59	336,42	203,63 - 469,22	632,02	450,00 - 814,03
54	334,15	241,66 - 426,65	429,91	279,79 - 580,02	764,06	563,93 - 964,19
55	424,12	319,91 - 528,32	692,56	502,03 - 883,09	1116,67	874,74 - 1358,61
56	127,17	70,11 - 184,23	56,89	2,28 - 111,50	184,06	85,84 - 282,28
57	235,98	158,25 - 313,70	102,89	29,45 - 176,33	338,87	205,59 - 472,14
58	79,24	34,20 - 124,28	129,73	47,27 - 212,20	208,97	104,31 - 313,64
59	62,56	22,54 - 102,58	75,18	12,40 - 137,95	137,74	52,77 - 222,71
60	350,56	255,82 - 445,31	236,62	125,25 - 347,99	587,19	411,75 - 762,63
61	206,39	133,70 - 279,09	192,45	92,01 - 292,89	398,85	254,26 - 543,44
62	234,18	156,75 - 311,61	143,57	56,82 - 230,31	377,75	237,03 - 518,46
63	584,24	461,93 - 706,54	352,88	216,88 - 488,89	937,12	715,48 - 1158,75
64	246,63	167,16 - 326,09	59,56	3,68 - 115,43	306,19	179,50 - 432,87
65	155,48	92,39 - 218,57	130,15	47,55 - 212,74	285,63	163,27 - 407,99
66	272,70	189,14 - 356,26	338,90	205,62 - 472,18	611,60	432,55 - 790,65
67	272,39	188,88 - 355,90	486,61	326,90 - 646,32	759,00	559,54 - 958,46
68	313,25	223,69 - 402,80	643,54	459,88 - 827,21	956,79	732,84 - 1180,74
69	306,79	218,16 - 395,42	428,92	278,98 - 578,86	735,71	539,33 - 932,09
70	248,43	168,68 - 328,19	115,12	37,44 - 192,80	363,55	225,51 - 501,60
71	250,72	170,60 - 330,84	115,12	37,44 - 192,80	365,83	227,35 - 504,31
72	81,10	35,53 - 126,67	60,28	4,07 - 116,49	141,38	55,29 - 227,47
73	163,14	98,51 - 227,76	135,21	51,02 - 219,40	298,35	173,29 - 423,40
74	420,31	316,57 - 524,04	899,74	682,57 - 1116,91	1320,04	1057,00 - 1583,09
75	856,16	708,10 - 1004,22	914,44	695,51 - 1133,38	1770,60	1465,96 - 2075,25
76	463,04	354,16 - 571,92	362,33	224,52 - 500,15	825,37	617,37 - 1033,37
77	139,70	79,89 - 199,51	175,10	79,29 - 270,90	314,80	186,34 - 443,25
78	526,21	410,13 - 642,28	1084,17	845,78 - 1322,56	1610,38	1319,84 - 1900,91
79	1036,53	873,63 - 1199,44	639,76	456,63 - 822,88	1676,29	1379,87 - 1972,72
80	164,20	99,36 - 229,04	150,52	61,70 - 239,35	314,72	186,28 - 443,16
81	180,56	112,57 - 248,56	176,90	80,60 - 273,19	357,46	220,58 - 494,34
82	122,64	66,61 - 178,68	71,96	10,55 - 133,38	194,61	93,61 - 295,61
83	390,06	290,13 - 490,00	243,46	130,49 - 356,43	633,52	451,29 - 815,75
84	257,57	176,36 - 338,78	98,90	26,90 - 170,89	356,47	219,77 - 493,16
85	379,48	280,91 - 478,05	183,65	85,53 - 281,76	563,12	391,32 - 734,93
86	246,67	167,20 - 326,14	201,40	98,65 - 304,14	448,07	294,82 - 601,33
87	23,35	0,00 - 47,81	27,01	0,00 - 64,63	50,36	0,00 - 101,74
88	222,30	146,85 - 297,74	196,43	94,96 - 297,90	418,72	270,57 - 566,88
89	162,49	97,99 - 227,00	192,47	92,03 - 292,92	354,97	218,56 - 491,37
90	30,80	2,72 - 58,88	19,91	0,00 - 52,22	50,71	0,00 - 102,26
91	19,60	0,00 - 42,00	22,29	0,00 - 56,47	41,89	0,00 - 88,75
92	163,08	98,46 - 227,70	203,56	100,26 - 306,85	366,64	228,01 - 505,27

93	329,36	237,53 - 421,19	416,72	268,92 - 564,51	746,08	548,32 - 943,83
94	534,30	417,34 - 651,26	662,07	475,78 - 848,37	1196,38	945,95 - 1446,80
95	1095,49	928,01 - 1262,97	1274,62	1016,14 - 1533,10	2370,11	2017,64 - 2722,58
96	1739,33	1528,30 - 1950,36	969,54	744,10 - 1194,97	2708,87	2332,05 - 3085,68
97	408,80	306,49 - 511,11	375,13	234,90 - 515,36	783,93	581,22 - 986,64
98	422,81	318,76 - 526,85	233,61	122,95 - 344,27	656,42	470,93 - 841,91
99	292,78	206,20 - 379,36	60,89	4,40 - 117,39	353,68	217,52 - 489,83
100	250,34	170,28 - 330,40	153,68	63,93 - 243,44	404,02	258,50 - 549,55
101	304,89	216,53 - 393,24	108,94	33,37 - 184,51	413,83	266,55 - 561,11
102	339,64	246,39 - 432,89	216,80	110,20 - 323,41	556,44	385,66 - 727,23
103	174,36	107,54 - 241,17	86,11	18,93 - 153,29	260,47	143,62 - 377,31
104	240,28	161,85 - 318,72	287,55	164,78 - 410,32	527,83	361,50 - 694,17
105	149,04	87,27 - 210,81	85,93	18,82 - 153,05	234,97	123,99 - 345,95
106	271,18	187,86 - 354,51	188,37	89,01 - 287,74	459,56	304,35 - 614,76
107	268,64	185,71 - 351,57	261,37	144,32 - 378,42	530,01	363,33 - 696,69
108	568,31	447,68 - 688,93	1033,07	800,37 - 1265,77	1601,37	1311,65 - 1891,10
109	287,94	202,08 - 373,80	261,37	144,32 - 378,42	549,30	379,62 - 718,99
110	835,88	689,59 - 982,17	768,40	567,71 - 969,09	1604,28	1314,29 - 1894,27
111	370,21	272,85 - 467,57	479,96	321,35 - 638,57	850,17	639,07 - 1061,27
112	382,87	283,86 - 481,88	338,52	205,31 - 471,72	721,39	526,93 - 915,84
113	161,88	97,50 - 226,27	94,03	23,82 - 164,23	255,91	140,09 - 371,73
114	186,21	117,16 - 255,26	195,34	94,15 - 296,52	381,55	240,12 - 522,97
115	553,29	434,27 - 672,31	729,94	534,33 - 925,54	1283,23	1023,87 - 1542,58
116	450,87	343,42 - 558,31	707,93	515,30 - 900,57	1158,80	912,34 - 1405,26
117	514,68	399,88 - 629,47	935,28	713,86 - 1156,70	1449,96	1174,27 - 1725,65
118	414,26	311,27 - 517,25	741,74	544,56 - 938,92	1156,00	909,84 - 1402,16
119	340,19	246,86 - 433,51	760,89	561,18 - 960,60	1101,08	860,83 - 1341,32
120	498,06	385,13 - 610,98	569,80	396,98 - 742,63	1067,86	831,27 - 1304,45
121	492,59	380,29 - 604,89	259,42	142,81 - 376,03	752,01	553,47 - 950,55
122	399,14	298,05 - 500,23	215,15	108,96 - 321,35	614,29	434,85 - 793,73
123	386,30	286,85 - 485,76	314,84	186,38 - 443,31	701,15	509,44 - 892,86
124	1463,42	1269,85 - 1656,99	1637,09	1344,15 - 1930,02	3100,51	2697,37 - 3503,65
125	402,75	301,20 - 504,30	183,80	85,65 - 281,96	586,55	411,21 - 761,90
126	134,52	75,83 - 193,21	47,52	0,00 - 97,43	182,04	84,36 - 279,72
127	86,83	39,68 - 133,98	30,87	0,00 - 71,09	117,70	39,15 - 196,24
128	84,81	38,21 - 131,41	23,00	0,00 - 57,72	107,81	32,63 - 182,98
129	393,10	292,78 - 493,43	379,38	238,36 - 520,39	772,48	571,25 - 973,71
130	312,97	223,46 - 402,49	479,12	320,65 - 637,60	792,10	588,33 - 995,86
131	177,32	109,94 - 244,70	297,08	172,29 - 421,87	474,40	316,71 - 632,10

☞ **Estacas cravadas pré-moldadas: provas de carga à tração**

Estaca	Carga Lateral Prevista (kN)	
	QI méd	IC
T1	377,84	279,48 - 476,20
T2	647,33	518,59 - 776,07
T3	265,88	183,37 - 348,39

 **Estacas cravadas metálicas**

Estaca	Carga Lateral Prevista (kN)		Carga de Ponta Prevista (kN)		Carga Total Prevista (kN)	
	Ql méd	IC	Qp méd	IC	Qu méd	IC
1	348,09	204,06 - 492,12	212,41	71,63 - 353,20	560,51	331,80 - 789,21
2	917,37	683,54 - 1151,19	107,91	7,56 - 208,26	1025,28	715,97 - 1334,59
3	1271,04	995,81 - 1546,28	646,79	401,12 - 892,47	1917,84	1494,80 - 2340,88
4	968,93	728,63 - 1209,24	162,14	39,13 - 285,14	1131,07	806,19 - 1455,95
5	1351,93	1068,07 - 1635,78	279,92	118,30 - 441,54	1631,85	1241,62 - 2022,07
6	527,71	350,37 - 705,06	971,85	670,71 - 1273,00	1499,56	1125,49 - 1873,64
7	623,27	430,53 - 816,00	1012,81	705,39 - 1320,24	1636,08	1245,35 - 2026,81
8	460,73	295,02 - 626,43	980,69	678,18 - 1283,20	1441,41	1074,66 - 1808,16
9	623,27	430,53 - 816,00	1012,81	705,39 - 1320,24	1636,08	1245,35 - 2026,81
10	836,24	613,00 - 1059,49	405,39	210,89 - 599,89	1241,63	901,25 - 1582,02
11	722,65	515,12 - 930,19	304,91	136,23 - 473,59	1027,57	717,91 - 1337,23
12	145,88	52,64 - 239,12	174,79	47,08 - 302,51	320,67	147,69 - 493,65
13	145,88	52,64 - 239,12	174,79	47,08 - 302,51	320,67	147,69 - 493,65
14	168,98	68,62 - 269,33	173,42	46,21 - 300,63	342,39	163,65 - 521,14
15	145,88	52,64 - 239,12	174,79	47,08 - 302,51	320,67	147,69 - 493,65
16	145,88	52,64 - 239,12	174,79	47,08 - 302,51	320,67	147,69 - 493,65
17	630,20	436,39 - 824,00	254,04	100,08 - 408,01	884,24	596,99 - 1171,49
18	787,29	570,68 - 1003,91	248,71	96,37 - 401,05	1036,00	725,08 - 1346,93
19	570,99	386,52 - 755,46	189,48	56,51 - 322,45	760,47	494,08 - 1026,86
20	398,14	244,10 - 552,19	194,99	60,10 - 329,88	593,14	357,87 - 828,40
21	294,91	162,33 - 427,48	69,34	0,00 - 149,79	364,25	179,89 - 548,61
22	163,18	64,56 - 261,79	58,86	0,00 - 132,97	222,03	78,09 - 365,98
23	475,57	307,22 - 643,93	255,82	101,31 - 410,32	731,39	470,14 - 992,64
24	1457,79	1163,03 - 1752,55	232,55	85,24 - 379,86	1690,34	1293,18 - 2087,50
25	1090,70	835,74 - 1345,66	241,56	91,42 - 391,69	1332,26	979,67 - 1684,85
26	1154,21	891,93 - 1416,48	239,76	90,18 - 389,34	1393,97	1033,30 - 1754,63
27	690,29	487,46 - 893,12	183,93	52,92 - 314,94	874,22	588,60 - 1159,84
28	648,71	452,09 - 845,34	185,32	53,82 - 316,83	834,04	555,06 - 1113,01

✍ **Estacas hélice contínua : provas de carga à compressão**

Estaca	Carga Lateral Prevista (kN)		Carga de Ponta Prevista (kN)		Carga Total Prevista (kN)	
	Ql méd	IC	Qp méd	IC	Qu méd	IC
1	701,49	533,84 - 869,15	651,53	340,89 - 962,17	1353,02	905,37 - 1800,68
2	419,78	290,09 - 549,47	430,13	177,73 - 682,53	849,91	495,12 - 1204,71
3	542,56	395,12 - 690,01	838,72	486,27 - 1191,17	1381,28	928,98 - 1833,59
4	2351,36	2044,42 - 2658,31	2759,14	2119,88 - 3398,40	5110,50	4240,50 - 5980,51
5	1118,84	907,10 - 1330,57	1280,58	845,07 - 1716,08	2399,41	1803,28 - 2995,54
6	733,06	561,68 - 904,45	452,30	193,48 - 711,12	1185,36	766,36 - 1604,36
7	919,76	727,79 - 1111,74	977,76	597,21 - 1358,30	1897,52	1367,39 - 2427,65
8	1305,07	1076,40 - 1533,75	961,86	584,43 - 1339,30	2266,94	1687,49 - 2846,38
9	779,19	602,50 - 955,89	715,16	389,71 - 1040,62	1494,36	1023,90 - 1964,81
10	777,38	600,89 - 953,87	499,64	227,61 - 771,68	1277,02	842,12 - 1711,92
11	544,33	396,65 - 692,02	715,16	389,71 - 1040,62	1259,50	827,59 - 1691,40
12	1022,60	820,18 - 1225,03	970,51	591,38 - 1349,64	1993,11	1449,79 - 2536,43
13	620,72	463,02 - 778,43	877,88	517,29 - 1238,46	1498,60	1027,48 - 1969,73
15	945,45	750,81 - 1140,08	790,68	448,47 - 1132,89	1736,12	1229,04 - 2243,21
16	319,91	206,69 - 433,13	1013,84	626,34 - 1401,35	1333,76	889,30 - 1778,21
17	745,37	572,55 - 918,18	1550,35	1071,16 - 2029,54	2295,72	1712,61 - 2878,83
18	745,37	572,55 - 918,18	1550,35	1071,16 - 2029,54	2295,72	1712,61 - 2878,83
19	1184,18	966,35 - 1402,01	1429,26	969,17 - 1889,35	2613,44	1991,29 - 3235,59
20	1005,96	805,19 - 1206,73	1439,67	977,91 - 1901,44	2445,63	1843,79 - 3047,48
21	778,20	601,62 - 954,78	3968,90	3202,20 - 4735,60	4747,10	3908,60 - 5585,61
22	782,63	605,55 - 959,72	1279,70	844,34 - 1715,05	2062,33	1509,66 - 2615,01
23	1863,55	1590,29 - 2136,81	2382,87	1788,79 - 2976,94	4246,42	3453,37 - 5039,47
24	2115,30	1824,17 - 2406,44	2101,08	1543,24 - 2658,92	4216,38	3426,14 - 5006,63
25	549,52	401,14 - 697,91	594,78	297,97 - 891,58	1144,30	732,62 - 1555,98
26	616,71	459,51 - 773,90	576,38	284,21 - 868,56	1193,09	772,72 - 1613,46
27	196,74	107,95 - 285,53	259,37	63,38 - 455,37	456,11	196,20 - 716,02
28	196,74	107,95 - 285,53	259,37	63,38 - 455,37	456,11	196,20 - 716,02
29	312,70	200,76 - 424,63	596,88	299,56 - 894,21	909,58	542,54 - 1276,62
30	384,17	260,10 - 508,24	900,93	535,64 - 1266,22	1285,10	848,82 - 1721,37
31	597,54	442,80 - 752,27	878,04	517,42 - 1238,65	1475,58	1008,09 - 1943,06
32	413,72	284,97 - 542,47	902,04	536,53 - 1267,56	1315,77	874,32 - 1757,21
33	520,74	376,29 - 665,19	1704,81	1202,32 - 2207,30	2225,55	1651,42 - 2799,67
34	658,18	495,79 - 820,58	1481,21	1012,83 - 1949,59	2139,40	1576,49 - 2702,30
35	1156,38	941,12 - 1371,63	952,17	576,64 - 1327,70	2108,55	1549,71 - 2667,38
36	916,89	725,22 - 1108,57	1208,14	785,13 - 1631,15	2125,04	1564,02 - 2686,05
37	1287,55	1060,41 - 1514,68	1084,39	683,63 - 1485,15	2371,94	1779,23 - 2964,65
38	1077,16	869,40 - 1284,91	1123,44	715,53 - 1531,35	2200,60	1629,70 - 2771,50
39	717,00	547,50 - 886,50	491,98	222,04 - 761,92	1208,98	785,82 - 1632,13
40	846,49	662,32 - 1030,65	753,02	419,06 - 1086,98	1599,51	1112,78 - 2086,23
41	562,85	412,67 - 713,02	841,30	488,31 - 1194,30	1404,15	948,12 - 1860,19
42	934,66	741,14 - 1128,19	664,48	350,77 - 978,20	1599,15	1112,48 - 2085,82
43	894,27	704,98 - 1083,57	1891,94	1362,59 - 2421,29	2786,21	2143,82 - 3428,59
44	894,27	704,98 - 1083,57	1891,94	1362,59 - 2421,29	2786,21	2143,82 - 3428,59
45	751,72	578,16 - 925,27	955,97	579,69 - 1332,26	1707,69	1204,77 - 2210,61
46	1257,14	1032,70 - 1481,58	722,61	395,46 - 1049,75	1979,74	1438,25 - 2521,24

47	634,47	475,02 - 793,91	847,27	493,03 - 1201,52	1481,74	1013,28 - 1950,20
48	848,72	664,31 - 1033,13	985,00	603,05 - 1366,95	1833,72	1312,57 - 2354,86
49	1037,08	833,23 - 1240,92	482,38	215,09 - 749,67	1519,46	1045,07 - 1993,84
50	1037,08	833,23 - 1240,92	482,38	215,09 - 749,67	1519,46	1045,07 - 1993,84
51	2013,05	1729,04 - 2297,06	988,82	606,13 - 1371,51	3001,87	2335,08 - 3668,66
52	1786,13	1518,61 - 2053,65	2949,94	2288,95 - 3610,93	4736,07	3898,54 - 5573,60
53	1206,78	986,88 - 1426,67	1374,36	923,19 - 1825,53	2581,14	1962,84 - 3199,44
54	752,85	579,16 - 926,53	1584,13	1099,75 - 2068,51	2336,98	1748,65 - 2925,31
55	1413,25	1175,28 - 1651,21	2671,04	2042,07 - 3300,01	4084,29	3306,52 - 4862,05
56	1692,72	1432,29 - 1953,16	1272,61	838,47 - 1706,76	2965,34	2302,62 - 3628,05
57	749,83	576,50 - 923,17	1455,10	990,87 - 1919,34	2204,93	1633,47 - 2776,40
58	1596,49	1343,56 - 1849,41	2052,25	1500,93 - 2603,57	3648,74	2913,61 - 4383,86
59	1757,03	1491,70 - 2022,36	1867,17	1341,29 - 2393,04	3624,20	2891,55 - 4356,85
60	1018,47	816,46 - 1220,49	1496,89	1026,04 - 1967,74	2515,36	1905,00 - 3125,73
61	645,23	484,44 - 806,02	1550,35	1071,16 - 2029,54	2195,59	1625,33 - 2765,84
62	1057,99	852,10 - 1263,89	2150,94	1586,52 - 2715,36	3208,93	2519,53 - 3898,33
63	1631,55	1375,87 - 1887,23	1430,76	970,43 - 1891,10	3062,32	2388,85 - 3735,78
64	432,82	301,13 - 564,52	416,99	168,47 - 665,50	849,81	495,04 - 1204,58
66	1031,21	827,94 - 1234,48	1482,33	1013,77 - 1950,89	2513,54	1903,39 - 3123,68
67	187,18	100,57 - 273,78	212,18	34,91 - 389,45	399,36	156,15 - 642,56
68	254,33	153,38 - 355,28	396,03	153,84 - 638,22	650,36	340,00 - 960,72
69	319,08	206,01 - 432,16	387,59	147,99 - 627,18	706,67	383,15 - 1030,19
70	285,05	178,18 - 391,93	137,15	0,00 - 279,68	422,21	172,14 - 672,27
71	381,13	257,55 - 504,71	355,28	125,89 - 584,67	736,41	406,15 - 1066,66
72	381,13	257,55 - 504,71	355,28	125,89 - 584,67	736,41	406,15 - 1066,66
73	956,41	760,65 - 1152,17	1243,83	814,62 - 1673,04	2200,25	1629,39 - 2771,10
74	1540,47	1292,03 - 1788,92	355,52	126,05 - 584,99	1895,99	1366,08 - 2425,91
75	935,82	742,18 - 1129,46	673,87	357,95 - 989,80	1609,70	1121,42 - 2097,97
76	681,80	516,52 - 847,09	218,61	38,67 - 398,55	900,41	535,23 - 1265,60
77	1019,94	817,78 - 1222,10	2509,81	1900,12 - 3119,51	3529,76	2806,72 - 4252,80
78	123,59	53,22 - 193,96	118,01	0,00 - 250,22	241,60	52,43 - 430,76
79	123,59	53,22 - 193,96	118,01	0,00 - 250,22	241,60	52,43 - 430,76
80	178,94	94,27 - 263,62	151,30	1,60 - 300,99	330,24	109,08 - 551,40
82	1257,32	1032,86 - 1481,77	1955,15	1417,02 - 2493,27	3212,46	2522,68 - 3902,24
83	836,84	653,72 - 1019,95	963,25	585,54 - 1340,96	1800,08	1283,74 - 2316,42
84	926,37	733,71 - 1119,03	1550,35	1071,16 - 2029,54	2476,72	1871,06 - 3082,38
85	338,13	221,73 - 454,53	429,35	177,18 - 681,52	767,48	430,33 - 1104,63
86	338,13	221,73 - 454,53	429,35	177,18 - 681,52	767,48	430,33 - 1104,63
87	980,86	782,62 - 1179,11	1332,28	888,07 - 1776,49	2313,14	1727,83 - 2898,46
88	784,69	607,37 - 962,01	852,66	497,29 - 1208,03	1637,35	1144,90 - 2129,80
89	640,31	480,13 - 800,49	1006,65	620,52 - 1392,78	1646,96	1153,07 - 2140,85
90	443,12	309,87 - 576,37	947,37	572,78 - 1321,95	1390,49	936,68 - 1844,30
91	1038,80	834,78 - 1242,82	1215,72	791,39 - 1640,05	2254,52	1676,66 - 2832,37
93	1005,49	804,77 - 1206,21	941,40	567,99 - 1314,80	1946,88	1409,90 - 2483,87
94	425,93	295,29 - 556,56	179,97	16,70 - 343,23	605,89	306,33 - 905,46
95	777,85	601,31 - 954,39	1363,71	914,29 - 1813,13	2141,56	1578,37 - 2704,75
96	760,77	586,18 - 935,37	1035,64	644,00 - 1427,29	1796,41	1280,60 - 2312,23
97	1303,69	1075,14 - 1532,25	1093,32	690,91 - 1495,73	2397,01	1801,18 - 2992,85
98	1078,33	870,46 - 1286,19	1264,98	832,13 - 1697,82	2343,30	1754,18 - 2932,43
99	326,33	211,98 - 440,68	640,99	332,88 - 949,11	967,33	588,82 - 1345,84

✍ **Estacas hélice contínua: provas de carga à tração**

Estaca	Carga Lateral Prevista (kN)	
	QI méd	IC
T1	520,74	376,29 - 665,19
T2	894,27	704,98 - 1083,57
T3	616,16	459,03 - 773,28
T4	616,16	459,03 - 773,28
T5	607,94	451,86 - 764,01
T6	506,64	364,16 - 649,11
T8	622,66	464,71 - 780,62
T9	645,23	484,44 - 806,02
T10	432,82	301,13 - 564,52
T11	187,18	100,57 - 273,78
T12	254,33	153,38 - 355,28
T13	319,08	206,01 - 432,16
T14	199,42	110,03 - 288,81
T15	171,67	88,73 - 254,61
T16	171,67	88,73 - 254,61
T17	618,25	460,86 - 775,65
T18	753,17	579,45 - 926,89
T20	785,28	607,90 - 962,67
T21	268,05	164,42 - 371,69
T22	1157,96	942,56 - 1373,36
T23	784,69	607,37 - 962,01
T24	784,69	607,37 - 962,01
T25	640,31	480,13 - 800,49
T26	798,51	619,64 - 977,38
T27	798,51	619,64 - 977,38
T28	1005,49	804,77 - 1206,21
T29	425,93	295,29 - 556,56
T30	777,85	601,31 - 954,39
T31	760,77	586,18 - 935,37
T32	1303,69	1075,14 - 1532,25
T33	1078,33	870,46 - 1286,19

✍ **Estacas escavadas: provas de carga à compressão**

Estaca	Carga Lateral Prevista (kN)		Carga de Ponta Prevista (kN)		Carga Total Prevista (kN)	
	QI méd	IC	Qp méd	IC	Qu méd	IC
1	840,10	583,01 - 1097,19	2003,06	1613,24 - 2392,88	2843,16	2378,73 - 3307,58
2	302,61	148,31 - 456,91	648,73	426,88 - 870,57	951,33	682,68 - 1219,98
3	378,26	205,75 - 550,77	1013,64	736,33 - 1290,94	1391,89	1066,94 - 1716,85
4	453,91	264,93 - 642,89	1459,64	1126,87 - 1792,40	1913,55	1532,53 - 2294,56
5	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40
6	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40
7	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40
8	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40
9	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40

10	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40
11	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40
12	652,78	426,15 - 879,40	693,09	463,79 - 922,40	1345,87	1026,33 - 1665,40
13	979,16	701,61 - 1256,72	1559,45	1215,50 - 1903,41	2538,62	2099,77 - 2977,47
14	979,16	701,61 - 1256,72	1559,45	1215,50 - 1903,41	2538,62	2099,77 - 2977,47
15	979,16	701,61 - 1256,72	1559,45	1215,50 - 1903,41	2538,62	2099,77 - 2977,47
16	979,16	701,61 - 1256,72	1559,45	1215,50 - 1903,41	2538,62	2099,77 - 2977,47
17	979,16	701,61 - 1256,72	1559,45	1215,50 - 1903,41	2538,62	2099,77 - 2977,47
18	979,16	701,61 - 1256,72	1559,45	1215,50 - 1903,41	2538,62	2099,77 - 2977,47
19	979,16	701,61 - 1256,72	1559,45	1215,50 - 1903,41	2538,62	2099,77 - 2977,47
20	1461,37	1122,29 - 1800,45	2402,69	1975,75 - 2829,63	3864,05	3322,63 - 4405,48
21	37,77	0,00 - 92,28	47,70	0,00 - 107,86	85,47	4,95 - 166,00
22	62,15	0,00 - 132,07	35,52	0,00 - 87,43	97,67	11,59 - 183,74
23	62,15	0,00 - 132,07	35,52	0,00 - 87,43	97,67	11,59 - 183,74
24	455,99	266,58 - 645,40	512,81	315,57 - 710,05	968,80	697,70 - 1239,91
25	108,15	15,91 - 200,40	112,45	20,08 - 204,81	220,60	91,23 - 349,96
26	6760,23	6030,93 - 7489,53	9343,46	8501,53 - 10185,38	16103,68	14998,38 - 17208,99
27	8128,24	7328,55 - 8927,93	9549,42	8698,27 - 10400,57	17677,66	16519,60 - 18835,72
28	8483,29	7666,32 - 9300,26	9037,44	8209,42 - 9865,46	17520,73	16367,82 - 18673,64
29	8483,29	7666,32 - 9300,26	9037,44	8209,42 - 9865,46	17520,73	16367,82 - 18673,64
30	8483,29	7666,32 - 9300,26	9037,44	8209,42 - 9865,46	17520,73	16367,82 - 18673,64
31	8483,29	7666,32 - 9300,26	9037,44	8209,42 - 9865,46	17520,73	16367,82 - 18673,64
32	4158,25	3586,27 - 4730,23	8262,16	7470,45 - 9053,86	12420,41	11449,70 - 13391,11
33	798,84	548,14 - 1049,54	1807,10	1436,84 - 2177,37	2605,95	2161,31 - 3050,58
34	447,98	260,24 - 635,72	1274,21	963,30 - 1585,12	1722,19	1360,73 - 2083,65
35	100,70	11,69 - 189,72	150,15	43,42 - 256,87	250,85	112,90 - 388,80
36	100,70	11,69 - 189,72	150,15	43,42 - 256,87	250,85	112,90 - 388,80
37	100,70	11,69 - 189,72	150,15	43,42 - 256,87	250,85	112,90 - 388,80
38	31,51	0,00 - 81,30	33,52	0,00 - 83,94	65,03	0,00 - 135,27
39	31,51	0,00 - 81,30	33,52	0,00 - 83,94	65,03	0,00 - 135,27
40	31,51	0,00 - 81,30	33,52	0,00 - 83,94	65,03	0,00 - 135,27
41	14,45	0,00 - 48,17	27,63	0,00 - 73,42	42,08	0,00 - 98,59
42	14,45	0,00 - 48,17	27,63	0,00 - 73,42	42,08	0,00 - 98,59
43	28,90	0,00 - 76,58	47,73	0,00 - 107,90	76,63	0,38 - 152,87
44	28,90	0,00 - 76,58	47,73	0,00 - 107,90	76,63	0,38 - 152,87
45	50,33	0,00 - 113,25	67,20	0,00 - 138,59	117,52	23,10 - 211,95
46	50,33	0,00 - 113,25	67,20	0,00 - 138,59	117,52	23,10 - 211,95
47	1109,95	814,44 - 1405,47	1514,33	1175,39 - 1853,28	2624,29	2178,09 - 3070,48
48	969,31	693,16 - 1245,47	1608,30	1258,99 - 1957,60	2577,61	2135,40 - 3019,82
49	1388,72	1058,17 - 1719,26	3330,89	2828,20 - 3833,57	4719,60	4121,23 - 5317,98
50	87,91	4,74 - 171,07	177,72	61,61 - 293,84	265,63	123,67 - 407,58
51	87,91	4,74 - 171,07	177,72	61,61 - 293,84	265,63	123,67 - 407,58
52	87,91	4,74 - 171,07	177,72	61,61 - 293,84	265,63	123,67 - 407,58
53	3188,97	2688,07 - 3689,87	4101,60	3543,78 - 4659,42	7290,57	6546,87 - 8034,27
54	1112,16	816,35 - 1407,97	6835,72	6115,59 - 7555,85	7947,88	7171,37 - 8724,38
55	3326,93	2815,31 - 3838,55	6084,89	5405,46 - 6764,32	9411,82	8566,83 - 10256,82
56	2912,18	2433,51 - 3390,84	6854,73	6133,60 - 7575,86	9766,90	8906,11 - 10627,69
57	3082,33	2589,88 - 3574,79	5089,34	4467,97 - 5710,71	8171,67	7384,31 - 8959,03
58	330,28	169,08 - 491,48	443,72	260,25 - 627,20	774,00	531,68 - 1016,32
59	256,09	114,15 - 398,04	396,76	223,27 - 570,25	652,85	430,30 - 875,40

60	216,24	85,81 - 346,67	469,90	281,09 - 658,71	686,14	457,99 - 914,29
61	241,37	103,56 - 379,18	178,78	62,32 - 295,24	420,15	241,62 - 598,68
62	786,76	537,96 - 1035,55	1857,35	1481,97 - 2232,72	2644,10	2196,23 - 3091,98
63	573,65	361,21 - 786,10	595,43	382,90 - 807,97	1169,09	871,28 - 1466,90
64	819,71	565,76 - 1073,67	2489,20	2054,65 - 2923,76	3308,92	2807,89 - 3809,94
65	512,37	311,59 - 713,14	710,13	478,02 - 942,24	1222,50	917,96 - 1527,04
66	672,93	442,84 - 903,03	7927,70	7152,18 - 8703,22	8600,63	7792,87 - 9408,39
67	3498,89	2974,22 - 4023,56	8620,80	7812,09 - 9429,51	12119,69	11160,81 - 13078,57
68	847,89	589,60 - 1106,17	9959,21	9089,99 - 10828,43	10807,09	9901,63 - 11712,56
69	285,48	135,61 - 435,35	730,83	495,36 - 966,29	1016,31	738,64 - 1293,98
70	348,03	182,56 - 513,51	720,24	486,49 - 953,99	1068,27	783,59 - 1352,95

✍ **Estacas escavadas: provas de carga à tração**

Estaca	Carga Lateral Prevista (kN)	
	QI méd	IC
T1	146,56	39,18 - 253,94
T2	146,56	39,18 - 253,94
T3	108,48	16,10 - 200,87
T4	108,48	16,10 - 200,87
T5	146,56	39,18 - 253,94
T6	146,56	39,18 - 253,94
T7	108,48	16,10 - 200,87
T8	108,48	16,10 - 200,87
T9	146,56	39,18 - 253,94