



**TAMI SCHULZE**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA  
ESCAVADA INSTRUMENTADA DE PEQUENO  
DIÂMETRO POR MEIO DE MÉTODOS SEMI-  
EMPÍRICOS**

**CAMPINAS  
2013**





**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**TAMI SCHULZE**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA  
ESCAVADA INSTRUMENTADA DE PEQUENO  
DIÂMETRO POR MEIO DE MÉTODOS SEMI-  
EMPÍRICOS**

**Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO  
DEFENDIDA PELA ALUNA TAMI SCHULZE E ORIENTADA PELO PROF. DR.  
PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE.**

**Assinatura do Orientador**

---

**CAMPINAS  
2013**

Ficha catalográfica  
Universidade Estadual de Campinas  
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura  
Elizangela Aparecida dos Santos Souza - CRB 8/8098

Sch85a Schulze, Tami, 1986-  
Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos / Tami Schulze. - Campinas, SP: [s.n.], 2013.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Prova de carga. 2. Capacidade de carga. 3. Estacas (Engenharia civil). I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

**Título em inglês:** Analyses of the bearing capacity of small diameter instrumented bored pile by semi-empirical methods

**Palavras-chave em inglês:**

Load test

Bearing capacity

Piles (Civil engineering)

**Área de concentração:** Geotecnia

**Titulação:** Mestra em Engenharia Civil

**Banca examinadora:**

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]

Yuri Daniel Jatobá Costa

David de Carvalho

**Data de defesa:** 03-06-2013

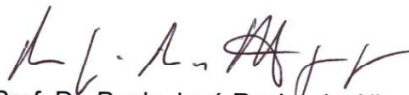
**Programa de Pós-Graduação:** Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA ESCAVADA  
INSTRUMENTADA DE PEQUENO DIÂMETRO POR MEIO DE  
MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

**Tami Schulze**

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**



**Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque  
Presidente e Orientador/ Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte**



**Prof. Dr. David de Carvalho  
Universidade Estadual de Campinas**

Campinas, 03 de junho de 2013



## **DEDICATÓRIA**

Aos meus pais e à minha irmã, por acreditarem sempre em meus objetivos, pelo grande incentivo, apoio e pela verdadeira amizade.



## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, os primeiros e eternos professores, pelos ensinamentos e valores transmitidos, e também pelo apoio e amor.

À minha irmã pelo incentivo, ajuda e exemplo de responsabilidade.

Ao Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, orientador dessa dissertação, pelo tempo dedicado a este trabalho e pelos ensinamentos necessários ao desenvolvimento desse estudo.

Ao Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros, pelos ensinamentos passados e pela contribuição para o aperfeiçoamento deste trabalho

Ao Prof. Dr. David de Carvalho, pelo tempo dedicado à análise dessa dissertação e pela contribuição prestada no exame de qualificação.

Aos professores do Departamento de Geotecnia e do Departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, pelos conhecimentos transmitidos durante as disciplinas cursadas no programa de mestrado.

Aos funcionários do Laboratório do Departamento de Geotecnia e Transportes da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp.

Aos funcionários da Secretaria de Pós Graduação da FEC/UNICAMP, pelo auxílio e serviços prestados.

Ao CNPq pela concessão da bolsa de mestrado.

Às amigas Eng<sup>a</sup> Ísis Sartori e Eng<sup>a</sup> Mariana de Mello Castro, pela hospitalidade durante a fase inicial do programa de mestrado na Unicamp.

Às amigas e colegas de mestrado Eng<sup>a</sup> Paloma Teles Cortizo e Eng<sup>a</sup> Raquel Mariano Linhares pela companhia e amizade, nos estudos e no lazer.

Ao Eng<sup>o</sup> Frederico de Lima Marques, pela confiança, amor e amizade sempre presentes.

Especialmente aos leitores e àqueles que utilizarem essa dissertação de mestrado como fonte de pesquisa para desenvolvimento de novos conceitos e idéias na área de geotecnia.



Felizes são aqueles cujo conhecimento  
é livre de ilusões e superstições.  
(Siddharta Gautama)



## RESUMO

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2013. Dissertação de Mestrado.

Esta pesquisa apresenta uma análise dos resultados da aplicação dos métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo - estaca por meio do valor de referência obtido por uma prova de carga instrumentada em profundidade. Para tanto, estudou-se uma estaca escavada por trado mecânico, com diâmetro de 0,25m e comprimento igual a 5,0m e executada no solo do tipo laterítico na região de Campinas-SP. Os parâmetros geotécnicos utilizados foram obtidos a partir de ensaios *in-situ* (SPT-T, CPT, DPL, DMT), realizados no local. Através da análise da curva carga vs. recalque pelo critério de rigidez de Décourt (1998), constatou-se que o sistema solo - estaca apresentou ruptura física e capacidade de carga de 183kN. Os dados da instrumentação revelaram que a estaca em estudo caracterizou-se como uma estaca de atrito. Os resultados dos métodos semi-empíricos foram agrupados de acordo com: tipo de ensaio *in-situ* utilizado, tipo de ruptura considerada e distribuição da carga de ruptura total nas parcelas de ponta e lateral. Verificou-se que os resultados de aplicação dos métodos de previsão de capacidade de carga apresentaram uma dispersão elevada dos valores. Observou-se que 93% dos métodos semi-empíricos forneceram resultados abaixo da capacidade de carga obtida da prova de carga.

Palavras-chave: Prova de Carga, Capacidade de Carga, Estacas (Engenharia Civil).



## ABSTRACT

SCHULZE, T. **Analyses of the bearing capacity of small diameter instrumented bored pile by semi-empirical methods.** Campinas, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Design, State University of Campinas, 2013. Master of Science Dissertation.

This research presents a comparative analysis of the results of the bearing capacity of the soil - pile system calculated by the semi-empirical methods, and the reference value obtained by the instrumented static load test. Therefore, it was studied a mechanical bored pile with 0,25m of diameter and 5,0m of length that was constructed in a lateritic soil deposit on the region of Campinas-SP. The soil parameters needed for the calculations were obtained from *in-situ* tests (SPT-T, CPT, DPL, DMT), executed in the same place. Based on the load vs. settlement curve analysis and on the rigidity criterion of Décourt (1998), it was found that the bearing capacity of the soil-pile system was 183kN, and it presented ultimate failure. The data collected by strain-gages installed in the pile showed that the studied pile was classified as a friction pile. The results of the semi-empirical methods were grouped according to the type of *in-situ* test, type of the failure (ultimate failure, settlement limit) and the distribution of the ultimate load in: toe resistance and shaft resistance. It was verified that the results of the methods to predict the bearing capacity showed large dispersion of the values. It was observed that 93% of the semi-empirical methods used in this study presented results below the bearing capacity obtained by the static load test.

Keywords: Load test, Bearing capacity, Piles (Civil engineering).



## LISTA DE FIGURAS

|                                                                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1 Perfil qualitativo de distribuição de carga axial em uma estaca (BOWLES, 1996). ....                                                   | 6  |
| Figura 2.2 Distribuição dos solos lateríticos em termos mundiais (Charmann,1988 apud Santos, 2006). ....                                          | 15 |
| Figura 2.3 Distribuição dos solos lateríticos no Brasil (Medina e Motta, 1989 apud Santos, 2006). ....                                            | 15 |
| Figura 2.4 Gráfico de rigidez vs. carga aplicada de uma sapata (DÉCOURT, 1999). ....                                                              | 18 |
| Figura 2.5 Gráfico de rigidez vs. carga aplicada ( $P_0$ ) para uma estaca escavada (AMANN, 2010). ....                                           | 18 |
| Figura 2.6 Variação de $N_q^*$ com $\phi'$ . (MEYERHOF, 1976 apud. DAS, 2007) .....                                                               | 23 |
| Figura 2.7 Gráfico $N_q$ vs. $\phi$ . (BEREZANTZEV,1961 apud POULOS e DAVIS, 1980). ....                                                          | 24 |
| Figura 2.8 Valores de $N_q^*$ de vários autores, para solo não-coesivo. (VÉSIC, 1967 apud CINTRA e AOKI., 2010). ....                             | 25 |
| Figura 2.9 Gráfico de Van Weele (1982), para cada tipo de estaca (PEIXOTO, 2001). ....                                                            | 45 |
| Figura 2.10 Zona de influência da resistência de ponta (SCHMERTMANN, 1978 apud FELLENIUS, 2006). ....                                             | 49 |
| Figura 2.11 Coeficiente $K_f$ em função de $f_{SCPT}$ (FELLENIUS, 2006). ....                                                                     | 52 |
| Figura 2.12 Gráfico dos valores de $K_f$ para estaca em solo arenoso – cone penetrométrico mecânico (SCHMERTMANN, 1978 apud DAS, 2007). ....      | 52 |
| Figura 2.13 Cálculo do valor de $q_{caa}$ , segundo o método LCPC (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982) .....                                           | 55 |
| Figura 2.14 Curva carga vs. recalque do ensaio de prova de carga estática a compressão do tipo carregamento rápido (TOMLINSON, 1994). ....        | 68 |
| Figura 2.15 Curva carga vs. recalque do ensaio de prova de carga estática a compressão do tipo carregamento lento cíclico (TOMLINSON, 1994). .... | 69 |
| Figura 2.16 Curva carga vs. recalque para fundações escavadas (HIRANY e KULHAWY, 1989). ....                                                      | 70 |
| Figura 2.17 Curva de $X$ vs. recalque (ALONSO, 2003). ....                                                                                        | 73 |
| Figura 2.18 Gráfico de $\frac{\text{recalque}}{\text{carga aplicada}}$ vs. recalque (HANSEN,1963 apud FELLENIUS, 2006) ..                         | 74 |
| Figura 2.19 Gráfico log (carga) vs. log (recalque). (DE BEER, 1968 apud FELLENIUS, 2006)                                                          | 75 |

|                                                                                                        |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 2.20 Curva (recalque/ carga aplicada) vs. recalque. (FELLENIOUS, 2006).....                     | 76  |
| Figura 2.21 Curva carga ( $Q_{ult}$ ) vs. recalque ( $w$ ), do método Davisson (1972) (NIENOV, 2006).. | 78  |
| Figura 2.22 Gráfico de Rigidez vs. carga do método de Décourt (1998) (FELLENIOUS, 2006)...             | 79  |
| Figura 2.23 Curva carga vs. recalque e método de Décourt (MELO, 2009).....                             | 80  |
| Figura 2.24 Método da NBR 6122:2010 de análise de curva carga vs. recalque (ABNT NBR 6122:2010).....   | 82  |
| Figura 2.25 Curva carga vs. recalque teórica de solo colapsível. (DAS, 2007). ....                     | 83  |
| Figura 2.26 Provas de carga estáticas em estaca em solo colapsível (SCALLET, 2011).....                | 84  |
|                                                                                                        |     |
| Figura 3.1 Mapa geológico simplificado do município de Campinas– SP (SENNA e KAZZUO, 2010) .....       | 89  |
| Figura 3.2 Mapa das províncias geológicas do Município de Campinas - SP. (SENNA e KAZZUO, 2010).....   | 90  |
| Figura 3.3 Locação da estaca SC1 e dos ensaios realizados [dimensões em m].....                        | 92  |
| Figura 3.4 Valores médios dos índices que caracterizam o solo. ....                                    | 93  |
| Figura 3.5 Valores médios dos resultados dos ensaios SPT-T, CPT, DMT e DPL .....                       | 94  |
| Figura 3.6 Valores médios de $N$ dos ensaios SPT (RODRIGUEZ, 2013).....                                | 95  |
| Figura 3.7 Valores médios de torque máximo dos ensaios SPT-T (RODRIGUEZ, 2013) .....                   | 96  |
| Figura 3.8 Valores de $q_c$ dos ensaios CPT (RODRIGUEZ, 2013).....                                     | 97  |
| Figura 3.9 Valores de $f_s$ dos ensaios CPT (RODRIGUEZ, 2013). ....                                    | 98  |
| Figura 3.10 Valores de $P_o$ dos ensaios DMT. ....                                                     | 99  |
| Figura 3.11 Valores de $P_1$ dos ensaios DMT. ....                                                     | 99  |
| Figura 3.12 Valores de $I_d$ dos ensaios DMT. ....                                                     | 100 |
| Figura 3.13 Valores de $K_d$ dos ensaios DMT. ....                                                     | 100 |
| Figura 3.14 Valores de $q_d$ dos ensaios DPL. ....                                                     | 101 |
| Figura 3.15 Valores de $f_s$ dos ensaios DPL.....                                                      | 102 |
| Figura 3.16 Valores de $N_{10}$ dos ensaios DPL.....                                                   | 102 |
|                                                                                                        |     |
| Figura 4.1 Curva carga vs. recalque da prova de carga .....                                            | 104 |
| Figura 4.2 Gráfico de carga vs. rigidez aplicada do critério de Décourt (1998). ....                   | 105 |
| Figura 4.3 Croqui da instrumentação realizada na estaca. ....                                          | 107 |

|                                                                                                                                |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.4 Curva carga vs. deformação específica do topo da estaca.....                                                        | 108 |
| Figura 4.5 Gráfico de transferência de carga.....                                                                              | 109 |
| Figura 4.6 Distribuição do atrito lateral. ....                                                                                | 110 |
| Figura 5.1 Relação entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semi-empíricos e a obtida da prova de carga estática. .... | 113 |
| Figura 5.2 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio SPT.....                             | 114 |
| Figura 5.3 Resultados da capacidade de carga por métodos que utilizam o ensaio SPT-T. ....                                     | 114 |
| Figura 5.4 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio CPT. ....                            | 115 |
| Figura 5.5 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio DMT.....                             | 115 |
| Figura 5.6 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio DPL. ....                            | 116 |
| Figura 5.7 Carga de ruptura total dos métodos semi-empíricos que apresentam $R_L > R_P$ . ....                                 | 117 |
| Figura 5.8 Métodos semi-empíricos separados em ruptura física e ruptura convencional. ....                                     | 118 |
| Figura 5.9 Valores de $R_{CALC}/ R_{PCE}$ para cada coeficiente $\phi_2$ do método de Silva, Miguel e Belincanta (2005).....   | 119 |



## LISTA DE TABELAS

|                                                                                                                                               |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 2.1 Valores característicos de colapsibilidade do solo (Adaptado de FERREIRA et. al, 1989). .....                                      | 14 |
| Tabela 2.2 Valores de $N_q^*$ em função de $\phi$ (VÉSIC, 1967 apud VENKATRAMAIAH, 2006). ..                                                  | 22 |
| Tabela 2.3 Parâmetros K e $\alpha_{Aoki}$ (CINTRA e AOKI, 2010). .....                                                                        | 29 |
| Tabela 2.4 Fatores de correção $F_1$ e $F_2$ (CINTRA e AOKI, 2010). .....                                                                     | 29 |
| Tabela 2.5 Coeficientes $K_{DANZ}$ , $\alpha_{LAP}$ e $\alpha_{LAP}^*$ propostos por Danziger e Laprovitera (Adaptado de Nienov, 2006). ..... | 30 |
| Tabela 2.6 Fatores $F_1$ e $F_2$ propostos por Laprovitera (Adaptado de Nienov, 2006). .....                                                  | 30 |
| Tabela 2.7 Coeficientes $K_{ALN}$ e $\alpha_{ALN}$ (Adaptado de Nienov, 2006). .....                                                          | 31 |
| Tabela 2.8 Parâmetros $a, b, a' e b'$ , propostos por Pedro Paulo da Costa Velloso (1981). .....                                              | 33 |
| Tabela 2.9 Valores para os coeficientes $M_1$ e $M_2$ , propostos por Milititsky e Alves (1985). .....                                        | 33 |
| Tabela 2.10 Parâmetros K (DÉCOURT, 1978). .....                                                                                               | 35 |
| Tabela 2.11 Fator $\alpha_{Dec}$ (DÉCOURT, 1996). .....                                                                                       | 35 |
| Tabela 2.12 Fator $\beta_{Dec}$ (DÉCOURT, 1996). .....                                                                                        | 35 |
| Tabela 2.13 Parâmetros $\alpha_{Tex}$ (TEIXEIRA, 1996). .....                                                                                 | 36 |
| Tabela 2.14 Parâmetros $\beta_{Tex}$ (TEIXEIRA, 1996). .....                                                                                  | 36 |
| Tabela 2.15 Caracterização granulométrica dos solos, conforme SPT, proposto por Danziger (1982). .....                                        | 38 |
| Tabela 2.16 Coeficientes $\alpha_{UFRGS}$ e $\beta_{UFRGS}$ (NIENOV, 2006). .....                                                             | 39 |
| Tabela 2.17 Valores de $x_1$ .(DÉCOURT, 1998). .....                                                                                          | 42 |
| Tabela 2.18 Valores de $x_2$ .(DÉCOURT, 1998). .....                                                                                          | 42 |
| Tabela 2.19 Valores de $\alpha_{CDC}$ (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 1998). .....                                                               | 43 |
| Tabela 2.20 Valores de $F_\lambda$ , para cada tipo de estaca em função da relação $(\frac{T_{máx}}{N})$ (PEIXOTO, 2001). .....               | 46 |
| Tabela 2.21 Valor de C correspondente ao RSA (DERUITER e BERINGEN (1979) apud FELLENIUS, 2006). .....                                         | 50 |
| Tabela 2.22 Valores de $R_1$ para solo coesivo não drenado (SCHMERTMANN, 1978 apud DAS, 2007). .....                                          | 51 |

|                                                                                                                                                          |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 2.23 Valores de $C_{LPC}$ . (CFEM, 1992 apud FELLENIUS, 2006).....                                                                                | 56  |
| Tabela 2.24 Valores de $K_{LPC}$ e $J$ (CFEM,1992 apud FELLENIUS, 2006). ....                                                                            | 56  |
| Tabela 2.25 Valores de $\alpha_p$ em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 apud DÉCOURT, 1998). ....                                                 | 57  |
| Tabela 2.26 Valores de $\alpha_s$ em função do tipo de solo e de $q_c$ (PHILIPPONAT, 1980 apud DÉCOURT, 1998). ....                                      | 57  |
| Tabela 2.27 Valores de $\alpha_F$ em função do tipo de estaca.(PHILIPPONAT, 1980 apud DÉCOURT, 1998). ....                                               | 58  |
| Tabela 2.28 Coeficientes $\alpha_1, \beta_1$ (NILSSON E CUNHA, 2004). ....                                                                               | 62  |
| Tabela 2.29 Coeficientes $\alpha_2, \beta_2$ (NILSSON E CUNHA, 2004).....                                                                                | 62  |
| Tabela 2.30 Coeficientes $\varphi_1$ e $\varphi_2$ e seus respectivos coeficientes de variação (CV) (Adaptado de Silva, Miguel e Belincanta, 2005). .... | 65  |
| <br>Tabela 4.1 Valores de carga de ruptura a partir da análise da curva carga vs. recalque.....                                                          | 106 |
| Tabela 4.2 Valores de carga de topo e ponta da estaca instrumentada. ....                                                                                | 109 |
| <br>Tabela 5.1 Carga de ponta ( $R_P$ ), carga lateral ( $R_L$ ) e carga de ruptura ( $R_{CALC}$ ), obtidas dos métodos semi-empíricos.....              | 112 |
| Tabela 5.2 Resultados dos trabalhos de Albuquerque (2001), Scallet (2011) e Schulze (2013).121                                                           |     |
| Tabela 5.3 Desvio padrão e coeficiente de variação (CV) para cada tipo de método semi-empírico.....                                                      | 124 |

## LISTA DE SÍMBOLOS

$N_{eq}$  = média dos valores  $N_{eq}$ .

$N_c^*, N_\gamma^*, N_q^*$  = coeficientes de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo, da compressibilidade relativa do solo e da geometria da estaca.

$f_t$  = adesão média ao longo do fuste da estaca.

$q_d$  = valor médio de tensão na base do cone.

$\Delta L$  = comprimento de um segmento de estaca.

$A_p$  = área da seção transversal da ponta da estaca.

$A_\lambda$  = área da superfície lateral enterrada da estaca.

$G_{LCPC}$  = coeficiente de correlação.

$F_1$  e  $F_2$  = fatores de correção.

$F_d$  = variação da energia potencial.

$I_D$  = índice de material obtido no ensaio DMT.

$K_{LCPC}$  = coeficiente adimensional.

$K_c$  = coeficiente adimensional em função da resistência de cone  $q_c$ .

$K_f$  = coeficiente adimensional.

$M_1, M_2$  = coeficientes de proporcionalidade.

$M_h$  = massa da haste.

$M_m$  = massa do martelo.

$N_{eqi}$  = valor do  $N_{eq}$  referente à camada de solo de comprimento  $L_i$ .

$N_k$  = coeficiente adimensional.

$N_l$  = índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura  $\Delta L$ .

$N_p$  = índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca.

$Q_u$  = capacidade de carga.

$R_1$  = fator de redução.

$R_l$  = resistência lateral.

$R_p$  = resistência de ponta.

$a_{CK}$  = coeficiente linear da reta do método de Chin-Kondner.

$a_w$  = coeficiente que fixa o recalque relativo ao limite.

$a_l$  = área lateral total do amostrador SPT.

$a_{\log}$  = previsão da curva  $\log(\text{carga})$  vs.  $\log(\text{recalque})$ .  
 $a_p$  = área da ponta do amostrador SPT.  
 $b_{CK}$  = coeficiente angular da reta do método de Chin-Kondner.  
 $b_{VVA}$  = ponto de intersecção.  
 $b_{\log}$  = inclinação da curva  $\log(\text{carga})$  vs.  $\log(\text{recalque})$ .  
 $c_a$  = coeficiente de adesão entre a superfície da estaca e o solo.  
 $f_i$  = tensão do torque obtida na cota da ponta da estaca.  
 $f_{i+1}$  = tensão do torque obtido na cota 1m acima da ponta da estaca.  
 $f_{i-1}$  = tensão do torque obtido na cota 1m abaixo da ponta da estaca.  
 $f_{\text{imáx}}$  = tensão de atrito lateral máxima.  
 $f_p$  = tensão de atrito na região da ponta da estaca.  
 $f_{\text{SCPT}}$  = atrito lateral do ensaio CPT.  
 $f_{\text{SDPL}}$  = resistência lateral do ensaio DPL.  
 $f_{si}$  = atrito lateral médio medido na haste do ensaio CPT.  
 $f_t$  = tensão de atrito lateral.  
 $f_\lambda$  = tensão de atrito lateral no fuste da estaca.  
 $p_0$  = pressão inicial.  
 $p_{1e}$  = pressão correspondente ao deslocamento de 1,05mm da membrana.  
 $q_d$  = resistência de ponta do ensaio DPL.  
 $r_l$  = tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste.  
 $r_p$  = tensão limite normal no nível da ponta.  
 $r_u$  = recalque respectivo à aplicação da carga última na estaca.  
 $s_p$  e  $s_\lambda$  = coeficientes empíricos.  
 $u_0$  = poro-pressão.  
 $\alpha_1, \beta_1$  = coeficientes empíricos.  
 $\alpha_2, \beta_2$  = coeficientes empíricos.  
 $\alpha_{Aoki}$  = razão de atrito.  
 $\alpha_{CDC}$  = coeficiente de adesão.  
 $\alpha_{Dec}$  = fator aplicado à parcela de ponta do método de Décourt e Quaresma (1978, 1996).  
 $\alpha_F$  = coeficiente em função do tipo de estaca.

$\alpha_H$  = fator de adesão.

$\alpha_{Tex}$  = parâmetro em função do tipo do solo de Teixeira.

$\alpha_{UFRGS}$  = coeficiente de ajuste de resistência lateral do método da UFRGS.

$\alpha_{VV}$  = coeficiente que define a forma da curva.

$\alpha_{VVA}$  = coeficiente angular da reta.

$\alpha_p$  = coeficiente em função do tipo do solo.

$\alpha_{pp}$  = fator de execução.

$\alpha_s$  = coeficiente em função do tipo do solo e da resistência de cone.

$\beta_{Dec}$  = fator aplicado à parcela de atrito lateral do método de Décourt e Quaresma (1978, 1996).

$\beta_{Tex}$  = parâmetro em função do tipo da estaca do método de Teixeira.

$\beta_{UFRGS}$  = coeficiente de ponta do método da UFRGS.

$\beta_{pp}$  = fator de carga de ponta.

$\eta_1$  = eficiência do golpe.

$\eta_2$  = eficiência das hastes.

$\eta_3$  = eficiência do sistema.

$\eta_l$  = fator adimensional característico do solo.

$\eta_p$  = fator adimensional característico do solo.

$\lambda_p$  = fator em função do tipo de carregamento da estaca.

$\sigma_n$  = tensão normal entre a estaca e o solo.

$\sigma_r$  = tensão de ruptura.

$\sigma_{vp}$  = tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação.

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva do solo.

$\sigma'_{vp}$  = tensão vertical efetiva do solo na cota de apoio da fundação.

$\tau_a$  = resistência ao cisalhamento.

$\tau_u$  = resistência ao cisalhamento não-drenada.

$\phi_1$  = coeficiente adimensional para ponta.

$\phi_2$  = coeficiente adimensional para o atrito lateral.

$\phi_a$  = ângulo de atrito na interface estaca-solo, depende da rugosidade do material da estaca.

$\phi'_1$  = ângulo de atrito do solo antes da execução da estaca.

$\phi'_a$  = ângulo de atrito efetivo na interface estaca-solo.

$c$  = coesão do solo.

$D$  = menor lado da fundação, ou o diâmetro da estaca.

$E$  = módulo de elasticidade do material da estaca.

$e$  = penetração média por golpe.

$h$  = altura de queda do martelo.

$h_{\text{CRAV}}$  = comprimento de cravação do amostrador.

$K$  = coeficiente característico do solo.

$L$  = comprimento do fuste da estaca.

$M'$  = massa total da composição de hastes.

$N_1$  = valor médio de  $N$  do ensaio SPT, calculado desde a cota da ponta da estaca até dois diâmetros acima da mesma.

$N_2$  = valor médio de  $N$  do ensaio SPT, calculado desde a cota da ponta da estaca até um diâmetro abaixo da mesma.

$N_i$  = valor de  $N$  do ensaio SPT correspondente a camada  $i$ .

$P$  = perímetro da estaca.

$Q$  = carga aplicada no topo da estaca.

$R$  = carga de ruptura da estaca.

$s$  = deslocamento vertical.

$z$  = comprimento da estaca embutido no solo até a cota analisada.

$\Delta\rho$  = penetração do golpe.

$J$  = valor máximo permitido para resistência lateral unitária.

$T$  = torque medido no ensaio SPT-T.

$a, b, a'$  e  $b'$  = parâmetros de correlação entre o ensaio SPT e o ensaio CPT.

$dA_s$  = área lateral da estaca.

$g$  = aceleração da gravidade.

$m$  = coeficiente de ponta.

$n$  = coeficiente do fuste.

$\gamma$  = peso específico do solo.

$\mu$  e  $\eta$  = parâmetros de ajuste geométrico da curva.

$\rho$  = razão de atrito lateral.

$\sigma$  = tensão aplicada.

$\Delta_{li}$  = comprimento da secção i do fuste da estaca.

$P_i$  = perímetro da secção i do fuste da estaca

b = coeficiente angular da reta ajustado aos pontos da curva.

a = coeficiente linear da reta ajustado aos pontos da curva.



## SUMÁRIO

|                                                                                        |       |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| RESUMO .....                                                                           | xiii  |
| ABSTRACT .....                                                                         | xv    |
| LISTA DE FIGURAS .....                                                                 | xvii  |
| LISTA DE TABELAS .....                                                                 | xxi   |
| LISTA DE SÍMBOLOS .....                                                                | xxiii |
| 1 INTRODUÇÃO .....                                                                     | 1     |
| 1.1 Objetivo .....                                                                     | 2     |
| 2 REVISÃO DA LITERATURA .....                                                          | 5     |
| 2.1 Fundação Profunda.....                                                             | 5     |
| 2.1.1 Estacas .....                                                                    | 6     |
| 2.1.1.1 Histórico.....                                                                 | 6     |
| 2.1.1.2 Conceito e Aplicabilidade .....                                                | 8     |
| 2.1.1.3 Classificação e Tipos .....                                                    | 9     |
| A) Classificação quanto à sua função:.....                                             | 9     |
| B) Classificação quanto ao material.....                                               | 10    |
| C) Classificação quanto ao modo de instalação.....                                     | 11    |
| 2.1.2 Estaca Escavada .....                                                            | 12    |
| 2.1.2.1 Estaca escavada de pequeno diâmetro .....                                      | 12    |
| 2.2 Solo Laterítico.....                                                               | 13    |
| 2.3 Prova de Carga.....                                                                | 16    |
| 2.4 Capacidade de Carga.....                                                           | 17    |
| 2.4.1 Conceitos teóricos .....                                                         | 19    |
| 2.4.1.1 Análise estática e métodos teóricos para previsão da capacidade de carga ..... | 20    |
| 2.5 Estimativa da capacidade de carga através de métodos semi-empíricos .....          | 26    |
| 2.5.1.1 Métodos fundamentados no SPT – Sondagem de simples reconhecimento de solo..... | 27    |
| A) Método de Aoki e Velloso (1975).....                                                | 28    |
| A.1) Método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988) .....           | 29    |
| A.2) Método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Alonso (1981) .....                | 30    |
| B) Método Meyerhof (1976).....                                                         | 31    |
| C) Método de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981) .....                                 | 32    |

|                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| D) Método de Milititsky e Alves (1985) .....                                                              | 33 |
| E) Método de Décourt e Quaresma (1978).....                                                               | 34 |
| F) Método de Teixeira (1996).....                                                                         | 35 |
| G) Método de Vorcaro e Velloso (2000).....                                                                | 37 |
| H) Método da UFRGS (2005).....                                                                            | 39 |
| 2.5.1.2 Métodos fundamentados no SPT-T – Sondagem de simples reconhecimento com medidas de torque. ....   | 40 |
| A) Método de Alonso (1996).....                                                                           | 40 |
| B) Método de Décourt (1998).....                                                                          | 41 |
| C) Método de Camapum de Carvalho et al. (1998) .....                                                      | 42 |
| D) Método de Ranzini (2000) .....                                                                         | 43 |
| E) Método de Peixoto (2001).....                                                                          | 46 |
| 2.5.1.3 Métodos fundamentados no CPT – Ensaio de penetração de cone in situ.....                          | 47 |
| A) Método de Aoki e Velloso (1975).....                                                                   | 48 |
| B) Método de Penpile (1978).....                                                                          | 48 |
| C) Método de Schmertmann e Nottingham (1978) .....                                                        | 49 |
| D) Método de DeRuiter e Beringen ou Método Holandês (1979).....                                           | 53 |
| E) Método de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981) .....                                                    | 54 |
| F) Método de Bustamante e Ganeselli ou Método LCPC (1982) .....                                           | 55 |
| G) Método de Philipponnat (1980) .....                                                                    | 57 |
| 2.5.1.4 Métodos fundamentados no DMT – Dilatômetro de Marchetti.....                                      | 58 |
| A) Método de Peiffer e Van Impe (1991).....                                                               | 59 |
| B) Método de Powell et al.(2001) .....                                                                    | 59 |
| 2.5.1.5 Métodos fundamentados no DPL – Penetrômetro Dinâmico Leve.....                                    | 61 |
| A) Método de Nilsson (2003) .....                                                                         | 61 |
| B) Método de Silva, Miguel e Belincanta (2005) .....                                                      | 63 |
| C) Método de Décourt e Quaresma (1978), adaptado por Ávila e Conciani (2006).....                         | 65 |
| 2.5.1.6 Comentários sobre os métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga em estacas. .... | 66 |
| 2.6 Interpretação do Ensaio de Prova de Carga Estática.....                                               | 67 |
| A) Método de Terzaghi (1943) .....                                                                        | 71 |

|                                                                             |     |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| B) Método de extrapolação de Van der Veen (1953) (modificado por Aoki)..... | 71  |
| C) Método Hansen (1963) .....                                               | 73  |
| D) Método De Beer e Walays (1972).....                                      | 75  |
| E) Método de extrapolação Chin-Kondner (1971) .....                         | 76  |
| F) Método Davisson (1972).....                                              | 77  |
| G) Método de extrapolação Décourt (1998).....                               | 79  |
| H) Método NBR 6122:2010 .....                                               | 81  |
| 3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO LOCAL DE ESTUDO .....            | 87  |
| 4 PROVA DE CARGA .....                                                      | 103 |
| 4.1 Montagem da Prova de Carga.....                                         | 103 |
| 4.2 Resultado da Prova de Carga.....                                        | 104 |
| 4.3 Instrumentação da Estaca .....                                          | 106 |
| 5 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....                                      | 111 |
| 5.1 Critérios para análise dos resultados .....                             | 116 |
| 5.2 Comparações com estacas escavadas em solo semelhante.....               | 120 |
| 5.3 Análise crítica dos resultados .....                                    | 121 |
| 6 CONCLUSÕES .....                                                          | 125 |
| 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....                                          | 127 |



# 1 INTRODUÇÃO

O crescente desenvolvimento urbano da região de Campinas e a realização de obras de infra-estrutura, tais como: estradas, pontes, escavações e edificações, torna necessário o conhecimento mais amplo do comportamento do solo local, bem como do desempenho dos tipos de fundações adotadas em projetos de obras realizadas nesta região. O aumento da carga das edificações traduz-se na necessidade de estruturas de suporte cada vez mais eficazes e com capacidade de carga maiores. Portanto um estudo mais detalhado do desempenho das fundações profundas e a previsão da capacidade de carga das mesmas, mais próxima ao desempenho real, confere a engenharia civil uma confiabilidade maior nos projetos e a possibilidade de otimização de custos.

Tendo em vista os itens descritos anteriormente é necessário o conhecimento das variáveis do problema em questão, que pode ser obtido através do emprego de provas de carga estática. Isso possibilita a observação do comportamento da resistência e capacidade de carga de um sistema solo-estaca quando sofre carregamento de compressão axial. Além disso, ensaios de investigação do subsolo para a determinação de suas propriedades e parâmetros são necessários na análise completa do comportamento do sistema solo-estaca.

Devido à demanda por projetos de fundações mais confiáveis foram estimuladas pesquisas por teorias mais sofisticadas de interação estaca-estaca e solo- estaca. Para a compreensão de seus efeitos, um vasto volume de conhecimento empírico é comparado aos conhecimentos teóricos.

O equilíbrio entre o empirismo e a teoria, segundo Poulos e Davis (1980), é um assunto explorado por diversos ramos da engenharia, já que qualquer tipo de solução prática de projeto pode gerar imperfeições de dois tipos:

- Inadequação, isto é, parte da estrutura pode romper ou deformar excessivamente;
- Superdimensionamento dos elementos de fundações, que agrega à obra um alto custo tornando –a ineficaz.

Geralmente dimensionamentos fundamentados em conceitos empíricos atentam para soluções que funcionam do ponto de vista técnico, mas não avaliam se a escolha é econômica ou não. Portanto, um grande desafio para a engenharia é analisar a estrutura ponderando entre

soluções teóricas e empíricas, com a finalidade de encontrar uma solução equilibrada (POULOS e DAVIS, 1980).

A procura por uma solução é iniciada através da observação dos fatos e conceitos empíricos, para posteriormente ser aperfeiçoada e melhor compreendida através da análise e conceituação teórica do problema (POULOS e DAVIS, 1980).

Buscou-se através do estudo descrito nesta dissertação de mestrado fazer uma análise do resultado de uma prova de carga, com auxílio da conceituação teórica e finalmente compreender melhor o comportamento de um sistema composto por uma estaca escavada de pequeno diâmetro em solo de carácter laterítico e colapsível.

## **1.1 OBJETIVO**

O objetivo da pesquisa foi verificar a capacidade de carga do sistema solo-estaca, à partir dos resultados da aplicação dos métodos semi-empíricos. A contraprova foi obtida por meio de uma prova de carga estática instrumentada de compressão axial com carregamento lento. Esta foi realizada em uma estaca escavada de pequeno diâmetro (comprimento de 5,0m e diâmetro de 0,25m) executada em solo de diabásio do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FEC/Unicamp, em Campinas – SP.

O local do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas (FEC-Unicamp) possui uma área destinada às pesquisas na área de Mecânica dos Solos e desenvolvimentos experimentais de estruturas de fundações. Este Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações possui solo de diabásio (argilas e siltes), com baixos valores de resistência à penetração e característica colapsível nos primeiros 6m de profundidade (GON, 2011). Segundo ensaios de sondagens realizados no local, na data de fevereiro de 2010, o impenetrável está localizado a uma profundidade média de 10m e o nível de água não foi encontrado.

Os parâmetros do solo local utilizados nesta dissertação foram obtidos de ensaios laboratoriais realizados em amostras de solo indeformadas desenvolvidos no trabalho de Gon (2011) e parte dos resultados dos ensaios de campo foram obtidos do trabalho de Rodriguez (2013). Os seguintes ensaios foram realizados:

- a) Análise granulométrica conjunta;

- b) Limites de Consistência;
- c) Ensaio triaxial do tipo adensado não-drenado (CU);
- d) Sondagem à percussão com torque - SPT-T;
- e) Ensaio de penetração de cone in situ – CPT (mecânico);
- f) Ensaio dilatométrico - DMT;
- g) Ensaio com penetrômetro dinâmico leve - DPL

Dos métodos semi-empíricos existentes foram utilizados para as análises os descritos a seguir:

- a) Método de Aoki e Velloso (1975);
  - a.1) Método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988);
  - a.2) Método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Alonso (1981);
- b) Método de Meyerhof (1976);
- c) Método de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981) para ensaio SPT;
- d) Método de Milititsky e Alves (1985);
- e) Método de Décourt e Quaresma (1978, 1996);
- f) Método de Teixeira (1996);
- g) Método de Vorcaro e Velloso (2000);
- h) Método da UFRGS (2005);
- i) Método de Alonso (1996);
- j) Método de Décourt (1998) para ensaio SPT-T;
- k) Método de Camapum de Carvalho et al (1998);
- l) Método de Ranzini (2000);
- m) Método de Peixoto (2001);
- n) Método de Aoki e Velloso (1975) para ensaio CPT;
- o) Método de Penpile (1978);
- p) Método de Schmertmann e Nottingham (1978);
- q) Método de DeRuiter e Beringen (1979);
- r) Método de Pedro Paulo Velloso (1981) para ensaio CPT;
- s) Método de Bustamante e Gianceselli – LCPC (1982);
- t) Método de Philipponnat (1980);

- u) Método de Peiffer e Van Impe (1991);
- v) Método de Powell et al. (2001);
- w) Método de Nilsson (2003);
- x) Método de Silva, Miguel e Belincanta (2005);
- y) Método de Ávila e Conciani (2006).

Pretende-se propor uma otimização de considerações de projeto e uma descrição mais próxima do real desempenho da estaca escavada em solo do tipo laterítico. Além disso, objetiva-se destacar os métodos de estimativa da capacidade de carga, que mais se aproximarem dos resultados obtidos através da prova de carga estática. Serão também apresentadas justificativas possíveis para o desempenho eficiente ou ineficiente dos métodos de estimativa da capacidade de carga para a estaca escavada estudada neste projeto de pesquisa.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

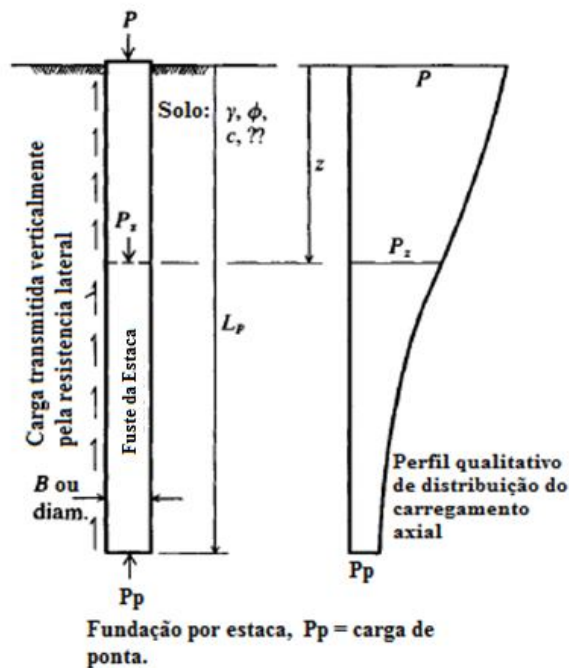
### 2.1 FUNDAÇÃO PROFUNDA

Fundação é parte da estrutura que transmite ao solo ou rocha, as cargas provenientes da superestrutura e do seu peso próprio. Ou seja, é o elemento de interface que transporta os esforços da estrutura ao solo, mantendo um nível seguro de tensão e limites aceitáveis de recalque da estrutura construída. Portanto a fundação é a parte mais importante de um sistema estrutural.

O uso da fundação profunda se torna necessário, quando a camada de solo superficial ou imediatamente abaixo da estrutura não é capaz de suportar os carregamentos que podem gerar recalques excessivos ou ruptura por cisalhamento do solo.

Segundo o item 3.7 da NBR6122/2010, classifica-se como fundação profunda todo o *“elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões”*.

As fundações profundas, analogamente às fundações rasas, tem a função de distribuir as tensões provenientes da superestrutura no solo. Um esquema da distribuição de carga no solo, por uma estaca é apresentado na figura 2.1.



**Figura 2.1** Perfil qualitativo de distribuição de carga axial em uma estaca (BOWLES, 1996).

A engenharia de fundações tem o papel de determinar as variáveis de projeto (capacidade de carga e estimativa de recalques da fundação), através dos parâmetros geotécnicos e geológicos do solo em questão e dos componentes estruturais disponíveis para a execução da estrutura de suporte.

## 2.1.1 Estacas

### 2.1.1.1 Histórico

O primeiro registro escrito do uso das estacas deu-se pelo historiador grego Herodotus, que viveu no quarto século a.C. Ele descreveu habitações elevadas de tribos africanas, que eram construídas sobre estacas cravadas no leito dos rios (FLEMING et al., 1992).

Desde então há evidências do uso das estacas para construção de pontes e de estruturas de contenção ao longo da costa do Mediterrâneo realizadas por romanos e gregos (FLEMING et al., 1992).

O uso das estacas na Suíça teve início no período Neolítico, há doze mil anos, onde seus habitantes cravavam toras de madeira no fundo de lagos rasos, sobre os quais construíam suas casas longe o suficiente do ataque de animais e tribos vizinhas (VENKATRAMAIAH, 2006).

Na Grã-Bretanha existem numerosos exemplos do uso de estacas de madeira em pontes construídas pelos Romanos (TOMLINSON, 1994).

Na era Medieval as fundações dos mosteiros eram executadas com estacas de carvalho ou amieiro. Na China, estacas de madeira eram utilizadas nas construções de pontes durante a dinastia Han (200 a.C. – 400 d.C.). A capacidade de carga das estacas de madeira utilizadas na época era limitada pelo perímetro das toras de madeira natural e pela capacidade do material em suportar a cravação através de um martelo, sem sofrer danos como quebras ou lascas. Desde os primórdios da utilização das estacas era necessário adotar regras que limitavam a quantidade de carga que uma estaca poderia suportar. Geralmente, através de sua resistência a cravação por um martelo de peso conhecido e altura de queda conhecida (TOMLINSON, 1994).

Apenas no século XIX, novos materiais e técnicas no campo da engenharia surgiram trazendo o uso das estacas metálicas (meados de 1830), além disso na mesma época em 1824, Joseph Aspdin patenteou o cimento Portland. Antes do final do século, os franceses Coignet e Hennebique introduziram o uso do concreto armado (FLEMING et al., 1992).

Em 1897 A.A. Raymond patenteou a estaca Raymond que foi a primeira estaca de concreto moldada in loco. Em 1908, E. Frankignoul desenvolveu a estaca Franki que posteriormente foi largamente utilizada em obras de vários países (FLEMING et al., 1992).

Desde o início dos anos 1930, no Reino Unido existem registros do uso das estacas escavadas por percussão, mas esse tipo de estaca não foi desenvolvida somente no século XX. Antes mesmo do cimento Portland ser comumente utilizado, na Índia foi desenvolvido um tipo de fundação em poço (tubulão) que era escavado e preenchido com pedras. O Taj Mahal construído no período de 1632 a 1650 utilizou em parte de sua construção esse tipo de fundação. Essa mesma técnica foi utilizada nas fundações de antigas pontes ferroviárias na Inglaterra (FLEMING et al., 1992).

Com o surgimento do cimento Portland e equipamentos de escavação a percussão, estacas escavadas de pequeno diâmetro puderam ser executadas, uma vez que não era necessária a descida do operário para executar a escavação (FLEMING et al., 1992).

O uso das estacas de concreto moldadas in loco ofereceu facilidade de construção e cessou o barulho e a vibração ocasionados pela cravação de estacas.

A substituição das estacas pré-moldadas de concreto pelas estacas de concreto moldadas in loco foi consequência da evolução dos equipamentos de perfuração disponíveis. Estes permitiram a execução das estacas de maior diâmetro e maior comprimento em camadas de solo ou de rocha (TOMLINSON, 1994).

### **2.1.1.2 Conceito e Aplicabilidade**

Estacas são elementos caracterizados por sua forma muito alongada e sua posição vertical ou pouco inclinada. São utilizadas para a transmissão da carga proveniente da superestrutura para uma camada de solo ou rocha mais resistente.

Segundo o item 3.8 da Norma Brasileira ABNT NBR 6122:2010, estaca é um *“elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução; haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores.”*

Os itens a seguir identificam os casos que requerem o uso da estaca como fundação:

1) Quando a camada superior do solo é demasiadamente compressível e pouco capaz de suportar as cargas transmitidas pela superestrutura. Nesse caso, as estacas são utilizadas para transmitir a carga até o leito de rocha firme ou até uma camada de solo resistente. As estacas tem também a função de distribuir gradualmente as cargas ao longo das camadas profundas de solo, ou seja, parte da carga estrutural atuante será transmitida ao solo através da força de atrito presente ao longo do fuste da estaca e outra parte através da ponta da estaca por esforços de compressão (DAS, 2007).

2) Quando existem esforços horizontais na fundação, a estaca é capaz de resistir ao momento gerado pelos esforços, ao mesmo tempo que suporta as cargas verticais provenientes da superestrutura. Esta situação está geralmente presente em estruturas de contenção e em fundações de edificações muito altas que estão submetidas aos esforços do vento ou de forças provenientes de terremotos (DAS, 2007).

3) Quando há a presença do solo expansivo ou colapsível ao longo da profundidade. No caso do solo expansivo, o seu movimento de expansão e retração de acordo com a variabilidade do teor de umidade gera pressões que torna inviável o uso da fundação rasa. Portanto, a fundação por estacas é utilizada nas zonas ativas, onde há o efeito de expansão e retração do solo (DAS, 2007).

No caso do solo colapsível, quando há o aumento do seu teor de umidade, sua estrutura pode perder resistência e sofrer colapso, quando sob um carregamento. A redução repentina do índice de vazios gera recalques elevados que impossibilitam o uso da fundação rasa. Nesse caso utiliza-se a fundação por estacas com comprimentos que atinjam a camada estável do solo (DAS, 2007).

4) Caso de subpressão na estrutura que gera esforços de tração e momento (TENG, 1992).

5) Fundações de obras de arte como pontes são executadas por estacas, para evitar a perda da capacidade de carga devido a erosão do solo das camadas superficiais (DAS, 2007).

6) Em obras marítimas, para a proteção da estrutura contra choques de embarcações (TENG, 1992).

### **2.1.1.3 Classificação e Tipos**

As estacas podem ser classificadas de acordo com a função, o material e o modo de instalação no solo.

A) Classificação quanto à sua função:

A.1) Estaca de Ponta: estaca que transmite a maior parte do carregamento da superestrutura através da ponta ao solo. A maior porcentagem da resistência ao carregamento será oferecida pela ponta da estaca, quando o material sob a mesma apresentar características de solo resistente ou rocha (DAS, 2007).

A.2) Estaca de Atrito: transmite a maior parte do carregamento aplicado através do atrito lateral ao longo de seu fuste. Quando não há camadas de solo resistente na região da ponta da estaca, a maior porcentagem da resistência ao carregamento será fornecida pelo atrito entre o fuste da estaca e o solo. Como as estacas moldadas in loco sem revestimento possuem grande

rugosidade em sua superfície, elas são consideradas estacas de atrito em sua grande maioria (DAS, 2007).

A.3) Estaca de Tração: apresenta resistência aos esforços que são dirigidos de baixo para cima. Destina-se à ancoragem das estruturas que sofrem esforços de tração, empuxo ou momento fletor ocasionado por esforço lateral.

A.4) Estaca de Compactação: são estacas utilizadas apenas para reforço do solo. Através da compactação de camadas específicas, estas estacas ocasionam o aumento da capacidade de carga do solo. Não são projetadas para resistir aos carregamentos externos de nenhum tipo.

A.5) Estaca de ponta e de atrito simultaneamente: a maioria das estacas apresentam essa forma de distribuição dos esforços no solo. Geralmente, o perfil do terreno ao longo do fuste da estaca apresenta resistência insuficiente para suportar o carregamento, e sob a ponta da estaca o solo apresenta-se um pouco mais resistente, porém insuficiente para ser considerada estaca de ponta. Deste modo, a capacidade de carga da estaca é resultado da combinação da resistência devido à ponta e ao atrito lateral. A porcentagem de cada uma dessas parcelas é difícil de ser determinada, por isso é difícil prever o comportamento da maioria das fundações.

A.6) Estaca de Carregamento Lateral: destinada a suportar esforços horizontais, geralmente utilizada em obras de contenção, pontes e barragens.

A.7) Estaca de Ancoragem: utilizada para promover a ancoragem contra esforços horizontais de tração ocasionados pela água, por estaca prancha ou outros tipos de estruturas de contenção.

A.8) Estaca de Defesa: executada para a proteção contra choque de embarcações ou outros objetos flutuantes.

A.9) Estaca Prancha: comumente utilizada em obras de contenção ou como proteção contra empuxo de água e de terra. Trabalha à flexão.

A.10) Estaca Inclinada: utilizada para resistir aos esforços horizontais e inclinados.

## B) Classificação quanto ao material

B.1) Estaca de Madeira: geralmente possui até 8 m de comprimento, o diâmetro varia de 30 a 40 cm. Sua máxima capacidade de carga estrutural é de aproximadamente 250 kN (VENKATRAMAIAH, 2006).

B.2) Estaca de Concreto: pode ser do tipo pré-moldada ou moldada in loco.

B.3) Estaca Metálica: geralmente é um perfil de aço com seção regular como o perfil H. Pode suportar carregamentos de aproximadamente 1000 kN ou mais.

B.4) Estaca Mista: estaca onde a parte superior é de concreto e a parte inferior pode ser executada em madeira ou aço.

### C) Classificação quanto ao modo de instalação

C.1) Estaca Cravada: estaca de madeira, metálica ou de concreto pré-moldado, é instalada no solo através de equipamento de cravação como martelo hidráulico e bate-estaca.

C.2) Estaca Moldada in loco: são estacas de concreto ou de solo cimento. O solo é escavado e preenchido com o material de preenchimento (concreto ou solo cimento), pode ser do tipo: escavada a percussão, escavada com trado rotativo ou escavada com perfuração mecânica.

C.3) Estaca cravada e moldada in loco: é a cravação de um molde geralmente metálico e posterior preenchimento do molde com concreto. Um exemplo deste tipo de estaca é a estaca Franki.

Segundo Alonso (2004), as estacas podem ser classificadas quanto a sua instalação em:

A) Com deslocamento do solo: estaca cravada a percussão ou vibração;

B) Sem deslocamento do solo: estaca escavada, estaca barrete e o tubulão;

C) Com deslocamento parcial do solo: estaca hélice de deslocamento e micro-estaca.

Já Décourt (1998), classifica as estacas como:

A) Estaca de deslocamento: que é aquela introduzida no terreno através de um processo que não haja retirada do solo. Pode-se citar: estaca pré-moldada de concreto armado, estaca metálica, estaca de madeira, estaca apiloada de concreto, estaca tipo Franki e estaca hélice de deslocamento.

B) Estaca escavada: é aquela executada in-situ através da perfuração do terreno por um processo com remoção de material. A estaca escavada pode ser: com ou sem revestimento e com ou sem utilização de fluido estabilizante. Faz parte dessa classificação: estaca tipo broca (executada manual ou mecanicamente), estaca tipo Strauss, estaca barrete, estacão, estaca hélice contínua e estaca injetada.

### **2.1.2 Estaca Escavada**

A estaca escavada pode ser classificada em: estaca escavada com revestimento e estaca escavada sem revestimento. Em solos estáveis ou coesivos pode-se executar a estaca escavada sem revestimento de forma manual ou com equipamento de trado mecânico. Já em solos pouco coesivos é necessária a utilização do revestimento metálico, da lama bentonítica ou de polímero sintético, que impede o desmoronamento do solo para o interior do furo durante a escavação.

A estaca escavada provoca um pequeno deslocamento “negativo” do solo durante o processo de escavação, apesar de ser do tipo sem deslocamento. Ao contrário da estaca cravada, onde o deslocamento do solo devido à compactação do mesmo favorece a capacidade de carga do sistema solo-estaca (FLEMING et al., 1992).

No processo de escavação há um depósito de solo fofo no fundo da estaca, devido ao trado não conseguir retirar totalmente o solo escavado, esse depósito de solo despreendido das paredes do furo provoca a diminuição da parcela de resistência de ponta da capacidade de carga total. Por outro lado, devido à rugosidade de superfície da estaca escavada, dependendo do tipo das camadas do solo onde se encontra, transmite maior parte do carregamento através do atrito lateral (SCALLET, 2011).

#### **2.1.2.1 Estaca escavada de pequeno diâmetro**

Pode-se considerar estaca escavada de pequeno diâmetro quando este for menor que 300mm. A estaca escavada de pequeno diâmetro é executada com equipamento de percussão, por equipamento de perfuração mecânica ou trado rotativo (FLEMING et al., 1992).

Para estaca escavada com trado, segundo a norma brasileira ABNT – NBR 6122:2010, Anexo E, *“a perfuração é feita com trado curto acoplado a uma haste até a profundidade especificada em projeto, devendo-se confirmar as características do solo através da comparação com a sondagem mais próxima. Quando especificado em projeto, o fundo da perfuração deve ser apilado com soquete.”*

As estacas escavadas de pequeno diâmetro são facilmente executadas em solo poroso, coesivo e situado acima do nível de água, já que a abertura do furo não requer revestimento. O processo de execução desse tipo de estaca provoca o desconfinamento do solo nas paredes do

fuste e à superfície da base, gerando diminuição da pressão total inicial. A resistência do solo diminui com o tempo de abertura do furo do fuste, devido ao alívio do estado de tensões (AOKI e CINTRA, 2000).

O uso da estaca escavada de pequeno diâmetro é comum em obras de pequeno e médio porte, por apresentar uma execução rápida, simples, livre de vibração de alta produtividade e baixo custo (SCALLET, 2011).

## **2.2 SOLO LATERÍTICO**

Os solos tropicais são resultado de processos geológicos ou pedológicos típicos de regiões de clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensa, apresentando comportamento e propriedades diferentes daqueles de clima temperado (VARGAS, 1985).

Quando os solos tropicais sofrem profunda intemperização são denominados de laterito/laterita ou solo laterítico de origem residual (maduro ou eluvial) ou transportada. Quando pouco intemperizados, estes solos são denominados de solos saprolíticos ou solos residuais jovens (VAZ, 1996). Segundo Foá (2001), em regiões quentes como o interior de São Paulo encontram-se extensas camadas de solos tropicais.

O solo laterítico encontra-se em regiões de clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensas. É constituído por argila de predominância caulinitica e elevadas concentrações de ferro e alumínio, o que atribui a coloração avermelhada ou amarelada ao solo.

Na região de São Paulo, os solos lateríticos constituem as camadas superficiais de áreas bem drenada, sua espessura normalmente atinge os 2m de profundidade e raramente ultrapassa os 10m (COZZOLINO E NOGAMI, 1993).

Os processos de alteração pedológica, de desagregação e decomposição decorrentes do intemperismo físico e químico são responsáveis pela formação do solo laterítico. A laterização é um processo de migração das partículas submetidas a ação de infiltração e evaporação, dando origem ao horizonte superficial poroso e permanecendo na estrutura do solo apenas os minerais mais estáveis como: quartzo, magnetita, ilmilita e caulinita (MIGUEL et. al, 2007).

Existe na estrutura do solo laterítico a presença de uma agregação intensa de grãos finos no horizonte mais profundo, que confere ao solo a característica porosa e permeável. Sua granulometria é variada desde areia com poucos finos até argilas. As agregações citadas

anteriormente são formadas por argilo-minerais cobertos por hidróxidos e óxidos de ferro e/ou alumínio hidratados. Estes últimos reduzem a capacidade de adsorção da água pelos argilo-minerais e atuam como cimentantes naturais entre as partículas (SANTOS, 2006).

A grande quantidade de vazios preenchidos de ar, presentes no solo laterítico, justifica seu baixo valor de massa específica aparente e sua elevada permeabilidade. A presença dos macro poros confere ao solo elevada compressibilidade e característica de solo colapsível, ou seja, sofre deformações bruscas quando umedecido até um valor crítico sob a ação de um carregamento.

A característica laterítica do solo deve ser considerada nos métodos semi-empíricos, já que apresentam comportamento mecânico diferente de um solo não-laterítico de mesma granulometria. Segundo Nogami e Villibor (1995) os argilo-minerais presentes no solo laterítico e substâncias cimentantes proporcionam maiores resistências e rigidez quando comparado ao solo não - laterítico.

O solo laterítico possui baixa capacidade de suporte, e demonstra indicativo de colapsibilidade quando apresenta as características citadas na tabela 2.1.

**Tabela 2.1 Valores característicos de colapsibilidade do solo (Adaptado de FERREIRA et. al, 1989).**

|                             |                             |
|-----------------------------|-----------------------------|
| N do ensaio SPT             | $\leq 4$ golpes             |
| $q_c$ do ensaio CPT         | $\leq 1$ MPa                |
| Granulometria               | Ausência da fração de silte |
| Grau de saturação ( $S_r$ ) | $\leq 60\%$                 |
| Porosidade                  | $\geq 40\%$                 |

Santos (2006) descreve que estimadamente 8,1% da superfície dos continentes apresenta solo laterítico (figura 2.2), no Brasil este último encontra-se em quase todo o território (figura 2.3).

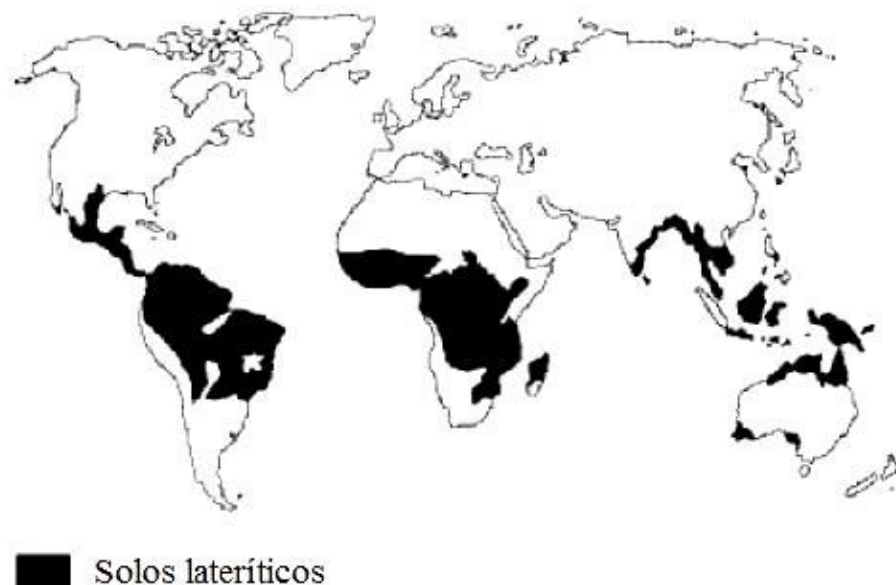


Figura 2.2 Distribuição dos solos lateríticos em termos mundiais (Charmann, 1988 apud Santos, 2006).



Figura 2.3 Distribuição dos solos lateríticos no Brasil (Medina e Motta, 1989 apud Santos, 2006).

## 2.3 PROVA DE CARGA

A prova de carga estática é um recurso utilizado tanto para o controle de qualidade da execução das estacas, quanto para a verificação da capacidade de carga do sistema solo-estaca, calculada previamente em projeto. Esse ensaio visa através da aplicação controlada de uma carga no eixo da estaca, em determinado intervalo de tempo controlado, obter o deslocamento da estaca provocado pela carga aplicada correspondente.

Da prova de carga pode-se obter a curva carga *vs.* recalque que, em algumas situações, apresenta formato assintótico em que se observam recalques crescentes sem haver aumento da carga aplicada, caracterizando esta carga máxima como a de ruptura.

Este ensaio tenta simular os carregamentos futuros que ocorrerão na estrutura de fundação, durante a construção e ao longo dos anos de uso, com a diferença do intervalo de tempo entre um incremento de carga e outro ser muito menor do que o real. Isso pode ocasionar erros nos resultados. Porém se forem analisados adequadamente, os resultados trazem uma boa estimativa da capacidade de carga do sistema solo-estaca.

A execução da prova de carga estática em estacas é normatizada pela ABNT NBR 12131:2006- Estacas – Prova de carga estática, e a sua obrigatoriedade é descrita na norma ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações – item 9.2.2 Fundações em estacas.

De acordo com Fleming et al. (1992), os objetivos da prova de carga estática são:

- 1) Determinar a capacidade de carga do sistema solo-estaca e compará-la com a estimativa de projeto;
- 2) Avaliar as parcelas da carga aplicada resistidas por atrito lateral e por resistência de ponta da estaca;
- 3) Determinar a rigidez do sistema solo-estaca sob a carga de projeto;
- 4) Determinar o recalque correspondente à uma determinada carga aplicada.

Como o tempo de aplicação da carga na prova de carga é pequeno comparado com o real, não podem ser considerados totalmente realistas os resultados de recalque de uma prova de carga em uma estaca isolada. Além disso, esse ensaio não é suficiente para prever o recalque do grupo de estacas que trabalham efetivamente em uma estrutura (CHELLIS, 1961).

## 2.4 CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga de uma estaca é dividida em parcela correspondente à resistência de ponta ( $R_p$ ) e à resistência por efeito do atrito lateral ou simplesmente resistência por atrito lateral ( $R_l$ ), esta última consequência da interação fuste – solo do sistema solo-estaca.

A capacidade de carga do sistema solo-estaca é a máxima carga que este pode suportar, sem ocorrer a ruptura do solo, recalques excessivos ou danos na estrutura da estaca. A capacidade de carga de projeto é calculada através do valor da carga de ruptura dividido pelo fator de segurança adotado. Ou pode ser adotada como sendo a carga correspondente ao valor limite do recalque máximo permitido em uma obra.

A capacidade de carga de um sistema solo-estaca depende do tipo de solo onde a estaca está instalada, do tipo de sua execução, da sua seção transversal e de seu comprimento.

A estaca deve suportar sem apresentar danos as seguintes forças atuantes:

- 1) Carregamento vertical;
- 2) Empuxo de terra e esforços de tração;
- 3) Tensão resultado do momento fletor ocasionado por esforços horizontais;
- 4) Tensão resultado do momento fletor ocasionado pela atuação de cargas excêntricas na estaca;
- 5) Esforços causados por pressão de água.

É necessário o entendimento do conceito de ruptura para melhor interpretar os resultados obtidos dos métodos para estimativa da capacidade de carga do sistema solo - estaca. Existem dois tipos de ruptura definidas na bibliografia técnica: ruptura física e ruptura convencional. Segundo Décourt (1996), a ruptura física de um sistema solo - estaca é o ponto de rigidez nula, que é a relação entre a carga aplicada ( $Q$ ) em uma estaca e o recalque ( $r$ ) por ela produzido ( $Q/r$ ).

Já a ruptura convencional é definida como a carga correspondente ao deslocamento do topo (em estaca rígida), igual a 30% do diâmetro da estaca no caso de ser escavada em solo granular e 10% do diâmetro para estacas escavadas em argila e estacas de deslocamento (DÉCOURT, 1998).

À luz do conceito de rigidez, Décourt (2008) afirma que estacas escavadas não apresentam ruptura física, ou seja, a medida que as cargas vão aumentando na prova de carga, a rigidez tende a diminuir de forma não linear o que resulta em uma assíntota sub-horizontal na

curva carga vs. rigidez. Nesses casos aplica-se o conceito de ruptura convencional. O gráfico de rigidez vs. carga aplicada da figura 2.4 ilustra o conceito de assíntota sub-horizontal e a figura 2.5 apresenta esse conceito aplicado à uma estaca escavada.

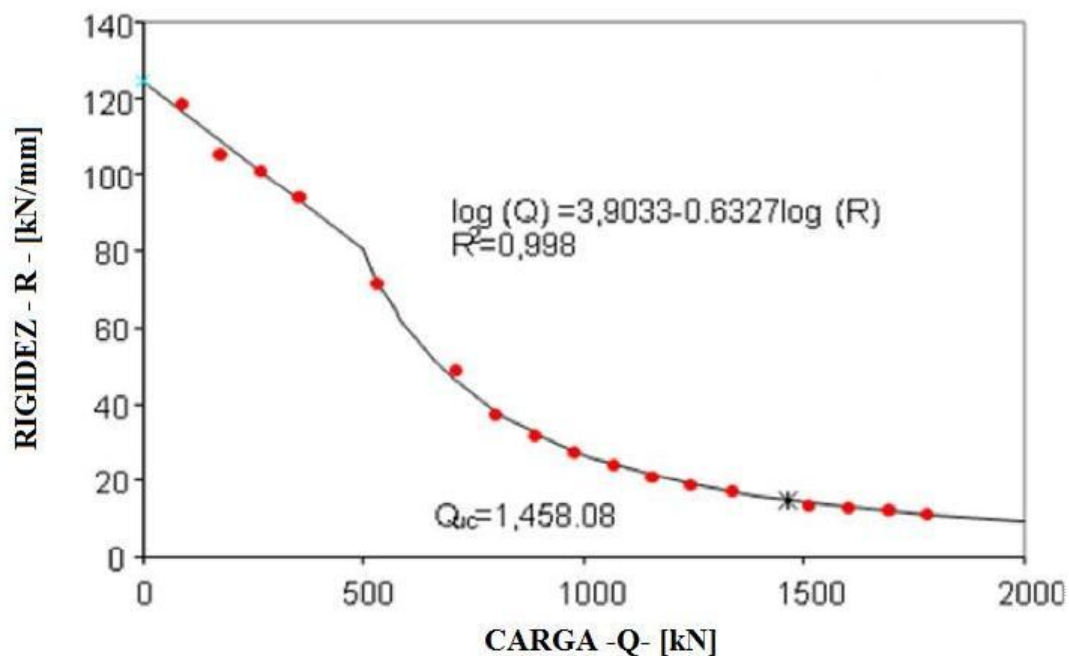


Figura 2.4 Gráfico de rigidez vs. carga aplicada de uma sapata (DÉCOURT, 1999).

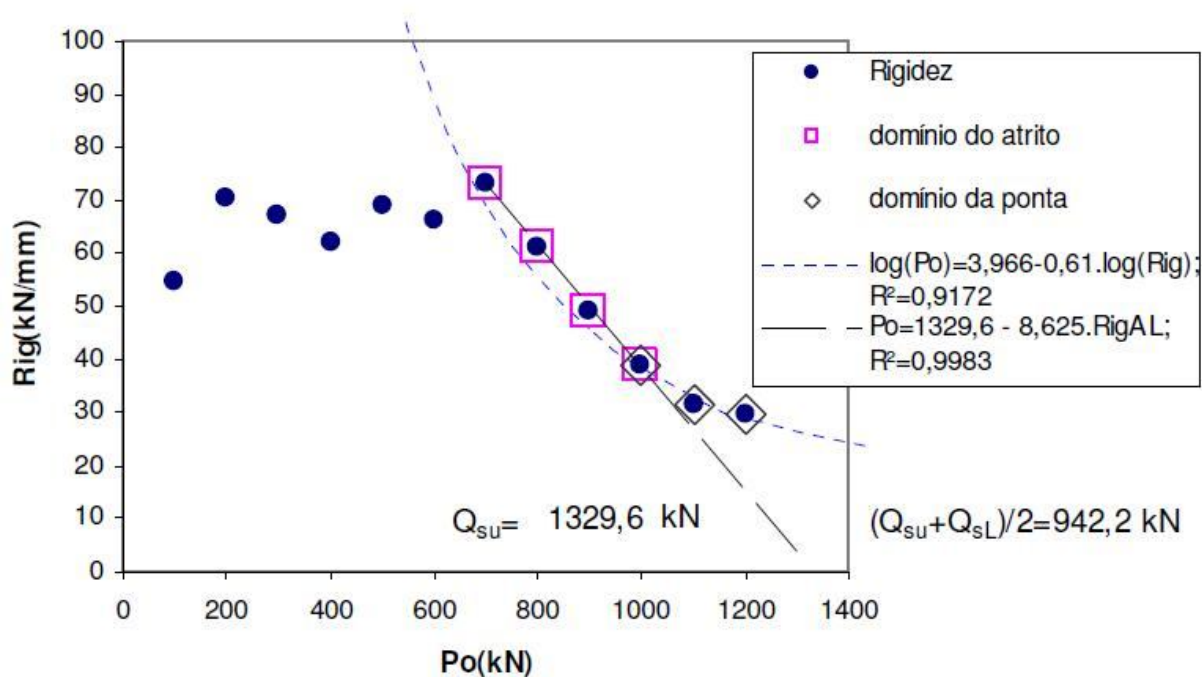


Figura 2.5 Gráfico de rigidez vs. carga aplicada (Po) para uma estaca escavada (AMANN, 2010).

### 2.4.1 Conceitos teóricos

Para realizar um projeto de fundações por estacas submetidas à carregamento axial é necessário compreender o comportamento da transferência dos esforços ao solo. Com isso pode-se determinar a capacidade de carga do sistema solo-estaca e realizar a análise dos recalques. A análise da transferência dos esforços da estaca para o solo é comumente chamada de análise estática ou análise de capacidade de carga.

O processo de transferência do carregamento para o solo depende de sua característica de deformabilidade, além das características de resistência de ambos (estaca e solo). O modelo elástico-linear é adotado para o comportamento da estaca e para o comportamento do solo, existem dois modelos principais descritos na bibliografia: modelo que segue a hipótese de Winkler (solo é um meio descontínuo) e modelo que segue as equações de Mindlin (1936) (solo é um meio contínuo) (BURIN E MAFFEI, 1989).

A reação do solo à estaca em um determinado ponto, segundo a hipótese de Winkler, depende apenas do deslocamento desse ponto e é independente dos demais elementos do solo. Essa teoria torna a formulação do problema de transferência de carga mais simplificado, porém deficiente, pois ignora o real comportamento de interconexão entre os elementos do solo.

Por outro lado, as equações de Mindlin permitem considerar o solo como um meio elástico-linear homogêneo e com o auxílio de integrações pode-se chegar a valores de tensões na interface solo-estaca, de forma que os deslocamentos da estaca e do solo são compatíveis. Porém este método trata de maneira aproximada as heterogeneidades e limites de resistência do solo. Isso torna a formulação do problema complexa.

Além dos modelos citados anteriormente há também o modelo que considera o solo como material visco-elasto-plástico. Este assume a existência de uma superfície de plastificação e pode ser formulado numericamente através do método dos elementos finitos (BURIN e MAFFEI, 1989).

Os métodos para o cálculo da capacidade de carga de uma estaca podem ser classificados em teóricos e semi-empíricos.

A) Métodos Teóricos: fundamentados na análise estática;

B) Métodos Semi-empíricos: baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e ajustados através de provas de carga (CINTRA e AOKI, 2010).

### 2.4.1.1 Análise estática e métodos teóricos para previsão da capacidade de carga

A capacidade de carga de um sistema solo - estaca sob carregamento vertical, paralelo ao seu eixo é o resultado da soma da resistência lateral ( $R_l$ ) ao longo do fuste da estaca com a resistência da ponta da estaca ( $R_p$ ).

Segundo Fleming et. al (1992), a equação que descreve o cálculo da carga de ruptura do sistema solo-estaca é:

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

Geralmente desconsidera-se o peso da estaca ( $P_e$ ), por apresentar um valor muito baixo comparado com a resistência total ( $R$ ). A equação anterior pode ser reescrita como:

$$R = R_p + R_l \quad (2.2)$$

onde:

$R$  = carga de ruptura do sistema solo-estaca;

$R_p$  = resistência de ponta;

$R_l$  = resistência lateral;

A resistência lateral pode ser definida como a integral da resistência ao cisalhamento do sistema solo-estaca ( $\tau_a$ ) na área do fuste da estaca. A expressão de  $\tau_a$  foi determinada utilizando-se a lei de Coulomb (POULOS e DAVIS, 1980):

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \tan \phi_a \quad (2.3)$$

onde:

$\tau_a$  = resistência ao cisalhamento ;

$c_a$  = coeficiente de adesão entre a superfície da estaca e o solo;

$\sigma_n$  = tensão normal atuante na estaca ;

$\phi_a$  = ângulo de atrito na interface estaca-solo, depende da rugosidade do material da estaca.

A tensão normal entre a estaca e o solo, segundo Poulos e Davis (1980), é função do coeficiente de empuxo do solo ( $k_s$ ) e da tensão vertical do solo ( $\sigma_v$ ), como demonstrado a seguir:

$$\sigma_n = k_s \sigma_v \quad (2.4)$$

$$\sigma_v = \gamma z \quad (2.5)$$

onde:

$z$  = comprimento da estaca embutido no solo até a cota analisada;

$\gamma$  = peso específico do solo.

O cálculo da parcela de resistência lateral da capacidade de carga pode ser representado pela seguinte equação (POULOS e DAVIS, 1980):

$$R_l = \int_0^L P(c_a + k_s \sigma_v \tan \phi_a) dz \quad (2.6)$$

onde:

$P$  = perímetro da estaca;

$L$  = comprimento do fuste da estaca.

A resistência lateral (em termos de tensões) aumenta linearmente com a profundidade. Para mobilizá-la é necessário apenas um pequeno movimento relativo entre a estaca e o solo. Em solo inorgânico 90% da resistência lateral pode ser mobilizada com movimento relativo entre a estaca e o solo de alguns poucos milímetros (FELLENIOUS, 2006).

A fórmula geral para o cálculo da resistência de ponta ( $R_p$ ) é similar àquela utilizada em fundações rasas e proposta por Terzaghi (1943):

$$R_p = A_p(cN_c^* + \frac{1}{2}\gamma DN_\gamma^* + \sigma_{vp}N_q^*) \quad (2.7)$$

onde:

$A_p$  = área da seção transversal da ponta da estaca;

$c$  = coesão do solo;

$\gamma$  = peso específico do solo, para camada submersa utilizar ( $\gamma = \gamma_{nat} - \gamma_{\text{água}}$ ), caso contrário ( $\gamma = \gamma_{nat}$ ).

$D$  = menor lado da fundação, ou o diâmetro da estaca;

$\sigma_{vp}$  = tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação;

$N_c^*, N_\gamma^*, N_q^*$  = coeficientes de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo, da compressibilidade relativa do solo e da geometria da estaca.

A equação geral para o cálculo da capacidade de carga de um sistema solo - estaca pode ser escrita de acordo com a equação:

$$R = A_p(cN_c^* + \frac{1}{2}\gamma DN_\gamma^* + \sigma_{vp}N_q^*) + \left[ \int_0^L P(c_a + k_s \sigma_v \tan \phi_a) dz \right] \quad (2.8)$$

Para o cálculo de  $R_p$  e  $R_l$  existem diversas considerações com relação aos parâmetros do solo e a distribuição das tensões provenientes da estaca. Em solo coesivo não drenado, os parâmetros  $\sigma_v$  e  $\sigma_{vp}$  devem ser em termos de tensões totais. Em solos não coesivos drenados, aqueles parâmetros passam a ser em termos de tensões efetivas ( $\sigma'_v$  e  $\sigma'_{vp}$ ).

Simplificando a equação (2.8) para o caso de estaca em solo coesivo não drenado ou saturado:

$$R = A_p(c_u N_c^*) + \left[ \int_0^L P(c_a) dz \right] \quad (2.9)$$

onde  $c_u$  é a coesão não drenada do solo na região da ponta da estaca.

O valor de  $N_c^*$  pode variar de 6 à 10, quando a estaca estiver apoiada em solo resistente adota-se  $N_c^* = 6$ . Segundo Skempton (1951), para o caso da ponta da estaca embutida no solo resistente a uma profundidade de 3 diâmetros ou mais considera-se  $N_c^* = 9$ . Na teoria de Meyerhof (1953), a região considerada de embutimento da ponta da estaca é desde 8 diâmetros acima da cota da ponta até 3 diâmetros abaixo da mesma. Para o cálculo de  $N_c^*$  pode ser utilizada a seguinte equação:

$$N_c^* = 6,2 \left( 1 + 0,32 \left( \frac{L}{D} \right) \right) \leq 9 \quad (2.10)$$

Já para o caso de solo não coesivo, a equação (2.8) é reescrita da seguinte maneira:

$$R = A_p(\sigma'_{vp} N_q^*) + \left[ \int_0^L P(k_s \sigma'_v \tan \phi'_a) dz \right] \quad (2.11)$$

onde:

$\sigma'_{vp}$  = tensão vertical efetiva do solo na cota de apoio da fundação;

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva do solo;

$\phi'_a$  = ângulo de atrito efetivo na interface estaca-solo.

Na tabela 2.2 encontram-se os valores estipulados por Vésic (1967) apud Venkatramaiah (2006), para o coeficiente da capacidade de carga ( $N_q^*$ ) em função do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ).

**Tabela 2.2 Valores de  $N_q^*$  em função de  $\phi$  (VÉSIC, 1967 apud VENKATRAMAIAH, 2006).**

| $\phi^\circ$ | 0 | 5   | 10  | 15  | 20  | 25  | 30  | 35   | 40   | 45    |
|--------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|-------|
| $N_q^*$      | 1 | 1,2 | 1,6 | 2,2 | 3,3 | 5,3 | 9,5 | 18,7 | 42,5 | 115,4 |

Na figura 2.6 verifica-se a representação gráfica da variação de  $N_q^*$  com o ângulo de atrito interno efetivo do solo, proposto por Meyerhof (1976).

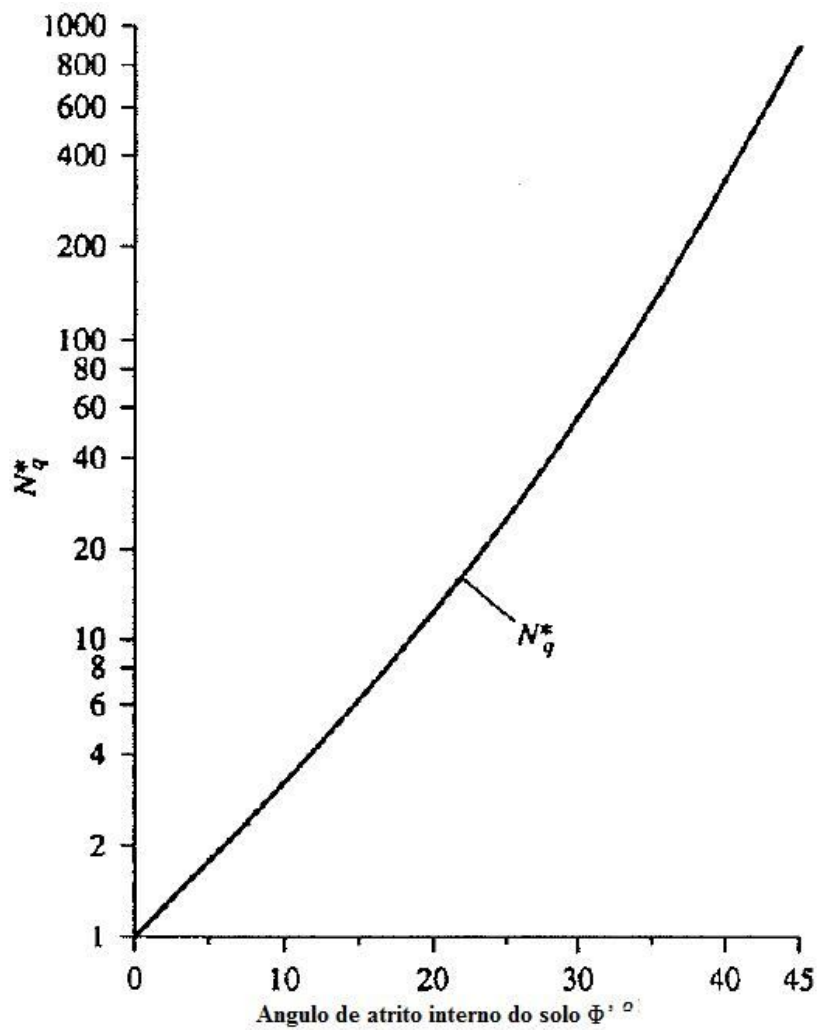
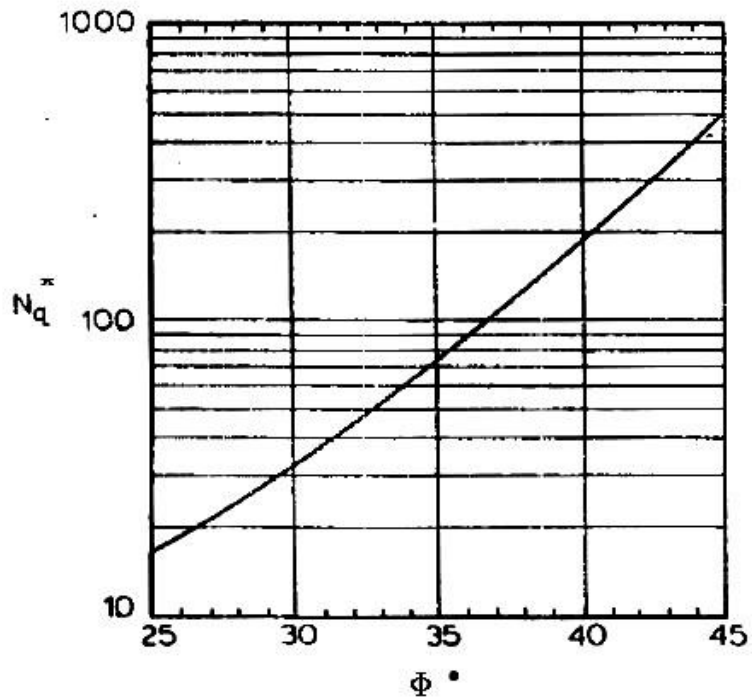


Figura 2.6 Variação de  $N_q^*$  com  $\phi'$ . (MEYERHOF, 1976 apud. DAS, 2007)

Berezantzev (1961) apud Poulos e Davis (1980) propôs para o cálculo da resistência de ponta da estaca escavada, valores de  $N_q^*$  próximos àqueles determinados por Meyerhof (1976), porém que conferem uma melhor aproximação dos resultados com a realidade. Estes valores estão apresentados na figura 2.7.



**Figura 2.7 Gráfico  $N_q$  vs.  $\phi$ . (BEREZANTZEV, 1961 apud POULOS e DAVIS, 1980).**

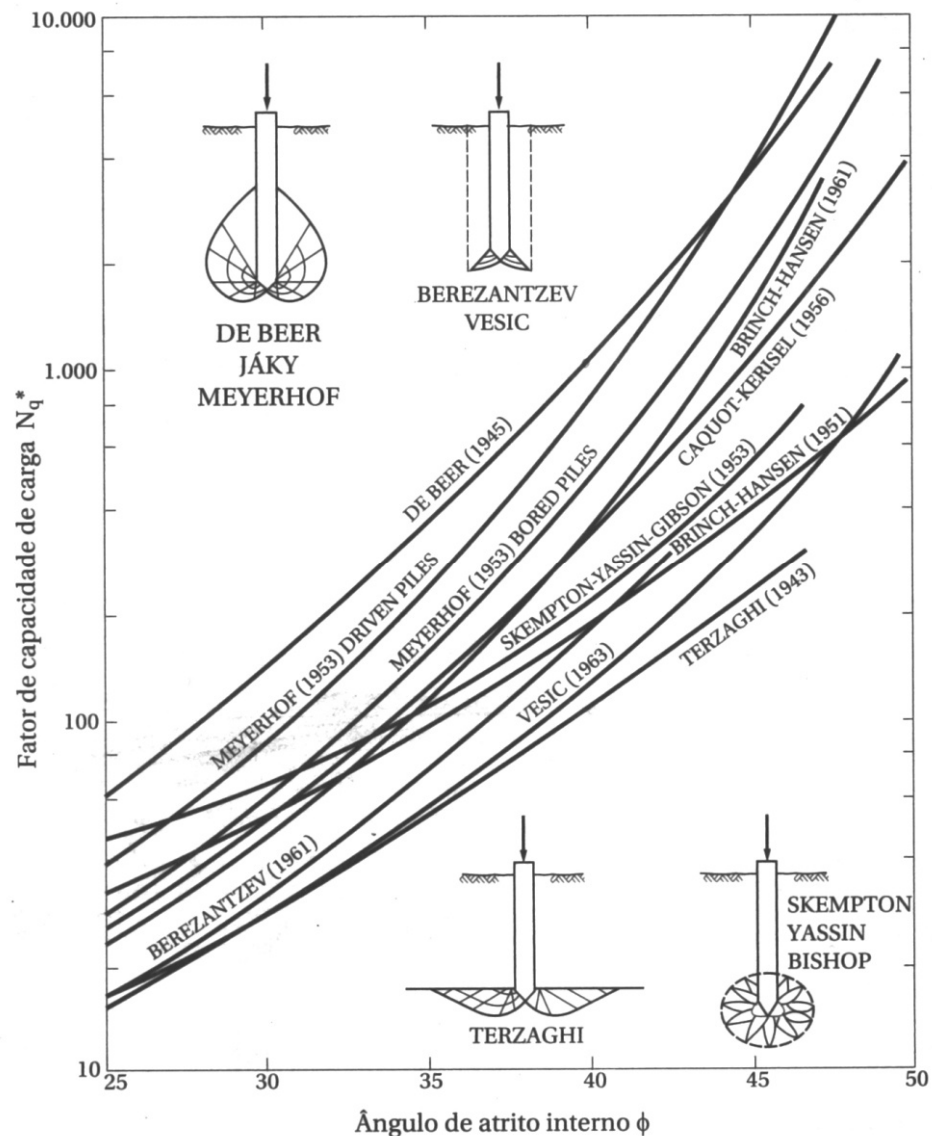
Sendo que, para considerar o efeito do alívio de tensões no solo provocado pela escavação necessária à concretagem da estaca escavada, o valor de  $\phi$  adotado para o gráfico de  $N_q^*$  vs.  $\phi$  (figura 2.7) é descrito por:

$$\phi = \phi'_1 - 3^\circ \quad (2.12)$$

onde:

$\phi'_1$  = é o ângulo de atrito do solo antes da execução da estaca.

Como o valor de  $N_q^*$  depende do plano de ruptura considerado ao redor da ponta da estaca, vários autores propuseram valores diferentes para  $N_q^*$  em função do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ) e da relação  $L/D$  (comprimento da estaca embutido na camada resistente/diâmetro da estaca). O gráfico da figura 2.8 demonstra  $N_q^*$  em função do ângulo de atrito interno do solo  $\phi$  e as diversas formas de ruptura que cada autor considera.



**Figura 2.8** Valores de  $N^*q$  de vários autores, para solo não-coesivo. (VÉSIC, 1967 apud CINTRA e AOKI, 2010).

Existem grandes discrepâncias nas considerações feitas por diversos autores dos métodos teóricos para previsão da capacidade de carga de um sistema solo - estaca. Além disso, segundo Cintra e Aoki (2010) há uma limitação do modelo teórico que considera o solo como sendo ou coesivo ou granular, sendo que na natureza a maioria dos tipos de solo apresenta coesão e atrito simultaneamente. Os métodos teóricos são portanto pouco utilizados em projetos e ainda merecedores de novas pesquisas.

Nessa dissertação foi realizado o estudo dos métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca. Os conceitos da análise estática do sistema solo - estaca foram importantes para a compreensão do mecanismo de distribuição das tensões transferidas da estaca para o solo.

## **2.5 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

Embora existam diversos métodos semi-empíricos para a estimativa da capacidade de carga de um sistema solo - estaca, os resultados possuem incertezas devido a particularidade de cada tipo de solo (DAS, 2007).

Para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca é necessário conhecer o solo onde a estaca está instalada, estudar os mecanismos de resistência aos esforços nele transmitidos, bem como a distribuição das tensões provenientes do carregamento provocado pela superestrutura nas estacas.

A distribuição da capacidade de carga total nas parcelas de resistência de ponta e resistência por atrito lateral depende da geometria da estaca e do perfil do solo (FLEMING et al., 1992).

Segundo Bowles (1996), a resistência por atrito lateral é totalmente mobilizada quando há um deslocamento da estaca da ordem de 5 a 10mm, já a resistência de ponta é totalmente mobilizada quando o deslocamento for igual a 30% do seu diâmetro, para estaca escavada em qualquer tipo de solo. Isso é importante na análise da resposta da estaca ao carregamento e da distribuição da carga entre resistência por atrito lateral e resistência de ponta.

A estaca escavada trabalha como estaca de ponta e de atrito lateral simultaneamente, mas pode-se observar que a parcela da capacidade de carga gerada pela resistência por atrito lateral é maior do que aquela correspondente à reação de ponta da estaca. Principalmente quando a mesma estiver apoiada em solo com baixa resistência.

### **2.5.1 Fórmulas semi-empíricas**

Segundo Amann (2010), os métodos semi-empíricos são aqueles que complementam as fórmulas teóricas com o estabelecimento das tensões limites máximas de atrito lateral e de ponta, que são resultados da análise e correlação dos valores obtidos nos ensaios in situ.

No Brasil os métodos semi-empíricos mais utilizados para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo - estaca são: método de Aoki e Velloso (1975) e o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996).

Segundo Décourt (1998) pode-se avaliar a capacidade de carga de uma estaca através dos métodos diretos e indiretos. Os primeiros utilizam correlações empíricas ou semi-empíricas com ensaios in situ para determinar os valores de  $R_l$  e  $R_p$ . Já os métodos indiretos fazem uso de ensaios laboratoriais e in situ para obter características de resistência ao cisalhamento e de rigidez do solo, que posteriormente são utilizadas no cálculo da capacidade de carga do sistema solo - estaca, através das fórmulas teóricas ou semi-empíricas.

A seguir são apresentados métodos semi-empíricos fundamentados em ensaios de campo: SPT, SPT-T, CPT, DMT e DPL.

#### **2.5.1.1 Métodos fundamentados no SPT – Sondagem de simples reconhecimento de solo**

O SPT ou ensaio de sondagem de simples reconhecimento de solo é normatizado no Brasil através da ABNT – NBR 6484:2001 e tem como objetivo determinar as diferentes camadas do solo e sua respectiva profundidade no perfil, a posição do nível d'água e o índice de resistência à penetração (N) a cada metro, além da classificação tátil e visual do solo.

Apesar de ser utilizado para o cálculo da estimativa da capacidade de carga do sistema solo - estaca, o SPT confere certa subjetividade em seus resultados. Portanto, a análise quantitativa deve ser feita com cautela. Quando o solo da região avaliada é conhecido e uma análise completa das amostras é possível, as incertezas dos resultados diminuem e sua confiabilidade passa a ser comparável com outros métodos de estimativa da capacidade de carga do sistema solo - estaca (FELLENIOUS, 2006).

#### A) Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi primeiramente desenvolvido com valores obtidos do ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Posteriormente foi adaptado para ser utilizado com os valores N obtidos do SPT. Como o método é brasileiro e o uso da sondagem de simples reconhecimento de solo (SPT) no Brasil é mais frequente, o método com a formulação baseada no SPT torna-se mais usual (CINTRA E AOKI, 2010).

A verificação do método foi feita pelos autores com o uso de provas de carga, cujo valor da tensão de ruptura foi obtido pela extrapolação da curva carga vs. recalque, através do método de Van der Veen (1953) (AMANN, 2010).

A carga de ruptura da estaca pode ser calculada pela seguinte equação:

$$R = R_p + R_l = r_p A_p + r_l A_l \quad (2.13)$$

E a equação (2.13) pode ser reescrita:

$$R = \left( \frac{KN_p}{F_1} \right) A_p + \frac{P}{F_2} \sum_1^n (\alpha_{Aoki} KN_l \Delta_L) \quad (2.14)$$

onde:

$r_p$  = tensão limite normal no nível da ponta;

$r_l$  = tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste;

$\alpha_{Aoki}$  = razão de atrito;

K = coeficiente que depende do tipo de solo;

$N_p$  = índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

$N_l$  = índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ ;

$F_1$  e  $F_2$  = fatores de correção, ajustados a partir de 63 provas de carga realizadas em várias regiões do Brasil;

P = perímetro da estaca;

$\Delta_L$  = comprimento de um segmento de estaca.

Na tabela 2.3 e na tabela 2.4 apresentam-se os valores de K,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$ .

**Tabela 2.3 Parâmetros K e  $\alpha_{Aoki}$  (CINTRA e AOKI, 2010).**

| <b>Tipo de Solo</b>  | <b>K (MPa)</b> | <b><math>\alpha_{Aoki}</math> (%)</b> |
|----------------------|----------------|---------------------------------------|
| Areia                | 1,00           | 1,4                                   |
| Areia siltosa        | 0,80           | 2,0                                   |
| Areia siltoargilosa  | 0,70           | 2,4                                   |
| Areia argilosa       | 0,60           | 3,0                                   |
| Areia argilossiltosa | 0,50           | 2,8                                   |
| Silte                | 0,40           | 3,0                                   |
| Silte arenoso        | 0,55           | 2,2                                   |
| Silte arenoargiloso  | 0,45           | 2,8                                   |
| Silte argiloso       | 0,23           | 3,4                                   |
| Silte argiloarenoso  | 0,25           | 3,0                                   |
| Argila               | 0,20           | 6,0                                   |
| Argila arenosa       | 0,35           | 2,4                                   |
| Argila arenossiltosa | 0,30           | 2,8                                   |
| Argila siltosa       | 0,22           | 4,0                                   |
| Argila siltoarenosa  | 0,33           | 3,0                                   |

**Tabela 2.4 Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  (CINTRA e AOKI, 2010).**

| <b>Tipo de Estaca</b>         | <b>F1</b>    | <b>F2</b> |
|-------------------------------|--------------|-----------|
| Franki                        | 2,50         | 2F1       |
| Metálica                      | 1,75         | 2F1       |
| Pré-moldada                   | $1+(D/0,80)$ | 2F1       |
| Escavada                      | 3,00         | 2F1       |
| Raiz, Hélice contínua e Ômega | 2,00         | 2F1       |

#### A.1) Método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988)

Laprovitera (1988) propôs para o coeficiente  $\alpha$  valores conforme a confiabilidade da sondagem. Além dessa modificação, o autor sugere outros valores para  $F_1$  e  $F_2$ . Para o coeficiente K, este sugere o uso dos valores propostos por Danziger (1982). Os novos coeficientes para a fórmula de Aoki e Velloso(1975) estão na tabela 2.5 e na tabela 2.6

**Tabela 2.5** Coeficientes  $K_{DANZ}$ ,  $\alpha_{LAP}$  e  $\alpha^*_{LAP}$  propostos por Danziger e Laprovitera (Adaptado de Nienov, 2006).

| <b>Tipo de Solo</b>  | <b><math>K_{DANZ}</math> [MPa]</b> | <b><math>\alpha_{LAP}</math> [%]</b> | <b><math>\alpha^*_{LAP}</math> [%]</b> |
|----------------------|------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|
| Areia                | 0,60                               | 1,4                                  | 1,4                                    |
| Areia siltosa        | 0,53                               | 1,9                                  | 1,9                                    |
| Areia siltoargilosa  | 0,53                               | 2,4                                  | 2,4                                    |
| Areia argilossiltosa | 0,53                               | 2,8                                  | 2,8                                    |
| Areia argilosa       | 0,53                               | 3,0                                  | 3,0                                    |
| Silte arenoso        | 0,48                               | 3,0                                  | 3,0                                    |
| Silte arenoargiloso  | 0,38                               | 3,0                                  | 3,0                                    |
| Silte                | 0,48                               | 3,0                                  | 3,0                                    |
| Silte argiloarenoso  | 0,38                               | 3,0                                  | 3,0                                    |
| Silte argiloso       | 0,30                               | 3,4                                  | 3,4                                    |
| Argila arenosa       | 0,48                               | 4,0                                  | 2,6                                    |
| Argila arenossiltosa | 0,38                               | 4,5                                  | 3,0                                    |
| Argila siltoarenosa  | 0,38                               | 5,0                                  | 3,3                                    |
| Argila siltosa       | 0,25                               | 5,5                                  | 3,6                                    |
| Argila               | 0,25                               | 6,0                                  | 4,0                                    |

\* valores no caso de sondagem não confiável.

**Tabela 2.6** Fatores F1 e F2 propostos por Laprovitera (Adaptado de Nienov, 2006).

| <b>Tipo de Estaca</b> | <b>F1</b> | <b>F2</b> |
|-----------------------|-----------|-----------|
| Franki                | 2,50      | 3,00      |
| Metálica              | 2,40      | 3,40      |
| Pré-moldada           | 2,00      | 3,50      |
| Escavada              | 4,50      | 4,50      |

#### A.2) Método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Alonso (1981)

As modificações propostas por Alonso (1981) no método de Aoki e Velloso (1975) foram apenas os valores de K e  $\alpha$ , que resultaram do estudo de sete solos residuais da região de São Paulo. Os coeficientes F1 e F2 propostos inicialmente por Aoki e Velloso (1975) podem ser utilizados no método modificado por Alonso (1981).

Os novos coeficientes  $K_{ALN}$  e  $\alpha_{ALN}$  em substituição ao  $K_{Aoki}$  e  $\alpha_{Aoki}$  estão na tabela 2.7.

**Tabela 2.7 Coeficientes  $K_{ALN}$  e  $\alpha_{ALN}$  (Adaptado de Nienov, 2006).**

| Região | Tipo de Solo                                  | $K_{ALN}$ [MPa]            |                     | $\alpha_{ALN}$ [%]         |                     |
|--------|-----------------------------------------------|----------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|
|        |                                               | Valor com 80% de confiança | Valor mais provável | Valor com 80% de confiança | Valor mais provável |
| 1      | Silte arenoso pouco argiloso (residual)       | 0,22-0,41                  | 0,31                | 2,0-4,0                    | 3,1                 |
| 2      | Silte arenoso pouco argiloso (residual)       | 0,24-0,46                  | 0,34                | 2,1-2,8                    | 2,5                 |
|        | Argila siltosa pouco arenosa                  | 0,49-0,48                  | 0,33                | 1,3-3,0                    | 2,4                 |
| 3      | Areia argilosa                                | 0,50-1,46                  | 0,60                | 0,9-3,0                    | 2,0                 |
|        | Areia pouco argilosa pouco siltosa            | 0,44-0,87                  | 0,50                | -                          | -                   |
|        | Silte argiloso arenoso (residual)             | 0,20-0,49                  | 0,25                | 2,0-5,0                    | 3,0                 |
| 4      | Areia argilosa                                | 0,38-0,85                  | 0,60                | -                          | -                   |
|        | Areia fina argilosa pouco siltosa             | 0,43-0,87                  | 0,50                | 0,8-2,0                    | 1,4                 |
|        | Silte arenoso (residual)                      | 0,35-0,65                  | 0,55                | 1,0-2,0                    | 1,3                 |
|        | Silte pouco arenoso pouco argiloso (residual) | 0,16-0,46                  | 0,45                | 2,3-4,4                    | 3,2                 |
|        | Silte pouco argiloso pouco arenoso (residual) | 0,17-0,84                  | 0,25                | -                          | -                   |
|        | Argila arenosa                                | 0,17-0,41                  | 0,35                | 1,4-4,5                    | 2,9                 |
|        | Argila siltosa (residual)                     | 0,49-1,03                  | 0,22                | 1,5-4,4                    | 2,7                 |
|        | Argila siltosa pouco arenosa                  | 0,16-0,53                  | 0,33                | 1,2-4,0                    | 2,3                 |
| 5      | Areia argilosa siltosa                        | 0,25-0,99                  | 0,50                | 1,1-3,0                    | 2,2                 |
|        | Argila siltosa arenosa                        | 0,20-0,55                  | 0,33                | -                          | -                   |
| 6      | Silte argiloso com areia fina                 | 0,14-0,35                  | 0,25                | -                          | -                   |
| 7      | Areia argilosa pouco siltosa                  | 0,22-0,66                  | 0,50                | -                          | -                   |
|        | Silte arenoso pouco argiloso (residual)       | 0,23-0,56                  | 0,45                | 2,0-4,0                    | 3,0                 |

#### B) Método Meyerhof (1976)

Por causa da frequência do uso do resultado do ensaio de sondagem SPT para estimar a capacidade de carga de uma estaca, Meyerhof (1976) equacionou a capacidade de carga do sistema solo-estaca como função do valor de N obtido no SPT (FELLENIUS, 2006). A equação proposta é:

$$R = R_p + R_l = mN_pA_p + nN_lA_lL \quad (2.15)$$

onde:

$m$ = coeficiente de ponta;

$n$ = coeficiente do fuste;

$N_p$ = valor de N do SPT, na cota da ponta da estaca;

$N_l$  = média dos valores de N, do SPT, ao longo do fuste da estaca.

L = comprimento de embutimento da estaca.

Para estacas escavadas os valores dos coeficientes  $m$  e  $n$  estão apresentados a seguir (FELLENIOUS, 2006):

$$m = 120 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$n = 1 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

### C) Método de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)

O método de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981) foi desenvolvido para o uso dos resultados do CPT na estimativa da capacidade de carga do sistema solo-estaca. Porém, o autor sugere correlações que permitem o uso dos resultados do SPT, de acordo com as seguintes equações:

$$R = \alpha_{pp}\beta_{pp}r_pA_p + \alpha_{pp}\lambda_p \sum_1^n (f_{si}P_i\Delta_{li}) \quad (2.16)$$

$$r_p = \frac{aN1^b + aN2^b}{2} \quad (2.17)$$

$$f_{si} = a'Ni^{b'} \quad (2.18)$$

onde:

$\alpha_{pp}$  = fator de execução (1,0 para estaca escavada e 0,5 para estaca cravada);

$\lambda_p$  = fator em função do tipo de carregamento da estaca, (1,0 para compressão e 0,7 para tração);

$f_{si}$  = atrito lateral médio medido na haste do ensaio CPT [kPa];

$\beta_{pp}$  = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca, relaciona o modelo do cone ao comportamento da estaca. Para estaca tracionada  $\beta_{pp} = 0$  e para estaca comprimida ( $\beta_{pp} = 1,016 - 0,016 \frac{D}{d}$ ),  $d=3,6$  cm que é o diâmetro da ponta do cone CPT;

$P_i$  = perímetro do segmento i do fuste da estaca;

$\Delta_{li}$  = comprimento do segmento i do fuste da estaca;

N1 = valor médio de N do SPT, calculado desde a cota da ponta da estaca até dois diâmetros acima da mesma ;

$N_2$  = valor médio de  $N$  do SPT ,calculado desde a cota da ponta da estaca até um diâmetro abaixo da mesma ;

$N_i$  = valor de  $N$  do SPT correspondente a camada  $i$ ;

$a, b, a' e b'$  = parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, apresentados na tabela 2.8.

**Tabela 2.8 Parâmetros  $a, b, a' e b'$ , propostos por Pedro Paulo da Costa Velloso (1981).**

| Tipo de Solo                                            | Ponta   |          | Atrito   |          |
|---------------------------------------------------------|---------|----------|----------|----------|
|                                                         | a [kPa] | b        | a'[kPa]  | b'       |
| Areias sedimentares submersas (1)                       | 600     | 1        | 5        | 1        |
| Argilas sedimentares submersas (1)                      | 250     | 1        | 6,3      | 1        |
| Solos residuais de gnaiss arenoso-siltoso submersos (1) | 500     | 1        | 8,5      | 1        |
| Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersos      | 400 (1) | 1 (1)    | 8 (1)    | 1 (1)    |
|                                                         | 470 (2) | 0,96 (2) | 12,1 (2) | 0,74 (2) |

(1) Dados obtidos na área da Refinaria de Duque de Caxias (RJ)

(2) Dados obtidos na área da Açominas (MG)

#### D) Método de Milititsky e Alves (1985)

A formularização para o método de Milititsky e Alves (1985) foi fundamentada nos estudos estatísticos de quinze provas de carga realizadas em estacas do tipo escavada localizadas no Rio Grande do Sul. A seguinte equação foi proposta pelos autores:

$$R = A_p M_2 N_p + M_1 N_L PL \quad (2.19)$$

onde:

$M_1, M_2$  = coeficientes de proporcionalidade, propostos pelos autores e descritos na tabela 2.9;

$N_p$  = média dos valores de  $N_{spt}$  na ponta da estaca, desde o valor imediatamente acima até o valor imediatamente abaixo da cota da ponta da estaca;

$N_L$  = média dos valores de  $N_{spt}$  ao longo do fuste da estaca, até o valor imediatamente acima da cota da ponta da estaca, excluindo o mesmo.

**Tabela 2.9 Valores para os coeficientes  $M_1$  e  $M_2$ , propostos por Milititsky e Alves (1985).**

| Tipo de Escavação   | $M_1$ [kPa] | $M_2$ [kPa] |
|---------------------|-------------|-------------|
| Perfuração mecânica | 2,45        | 60          |
| Tipo Strauss        | 2,35        | 90          |

#### E) Método de Décourt e Quaresma (1978)

Este método utiliza resultados  $N$  ou  $N_{eq}$ , do SPT e SPT-T respectivamente. Este método foi desenvolvido principalmente para estacas de deslocamento, mas pode ser utilizado também para outros tipos de estacas (DÉCOURT, 1998).

O método é descrito pelas seguintes equações:

$$R = R_p + R_l = r_p A_p + r_l PL \quad (2.20)$$

$$R = A_p \alpha_{Dec} K N_p + \left[ \beta_{Dec} \times 10 \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \times P \times L \right] \quad (2.21)$$

onde:

$K$  = coeficiente característico do solo, ajustado através de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto;

$N_p$  = índice médio de resistência à penetração na ponta da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o posterior;

$N_l$  = índice médio de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

$\alpha_{Dec}$  = fator aplicado à parcela de ponta; de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca;

$\beta_{Dec}$  = fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca.

O valor da tensão de ruptura de ponta ( $r_p$ ) considerado para estacas escavadas é aquele correspondente à ruptura convencional, ou seja, a carga que gera o deslocamento do topo da estaca igual a 30% do seu diâmetro.

Em 1996 Décourt introduziu os coeficientes  $\alpha_{Dec}$  e  $\beta_{Dec}$  à equação original para viabilizar a sua utilização no caso de estacas escavadas e demais tipos de estacas (CINTRA e AOKI, 2010).

O valor de  $N_l$  é obtido fazendo-se a média dos índices de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca, sem considerar os valores que serão utilizados na resistência de ponta, respeitando o limite de  $3 \leq N_l \leq 15$  para estacas Strauss e tubulões a céu aberto e o limite de  $3 \leq N_l \leq 50$  para estacas escavadas com bentonita e estacas de deslocamento (CINTRA e AOKI, 2010).

Apresentam-se na tabela 2.10, valores de K determinados por Décourt (1978). Na tabela 2.11 e na tabela 2.12 estão os valores de  $\alpha_{Dec}$  e  $\beta_{Dec}$  de acordo com o tipo de solo e estaca.

**Tabela 2.10 Parâmetros K (DÉCOURT, 1978).**

| Tipo de Solo   | K (kPa) de acordo com tipo de estaca |          |
|----------------|--------------------------------------|----------|
|                | Deslocamento                         | Escavada |
| Argila         | 120                                  | 100      |
| Silte argiloso | 200                                  | 120      |
| Silte arenoso  | 250                                  | 140      |
| Areia          | 400                                  | 200      |

**Tabela 2.11 Fator  $\alpha_{Dec}$  (DÉCOURT, 1996).**

| Tipo de Solo         | Tipo de Estaca - $\alpha_{Dec}$ |                      |                 |      |                             |
|----------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------|------|-----------------------------|
|                      | Escavada em geral               | Escavada (bentonita) | Hélice contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
| Argila               | 0,85                            | 0,85                 | 0,3             | 0,85 | 1                           |
| Solos intermediários | 0,6                             | 0,6                  | 0,3             | 0,6  | 1                           |
| Areias               | 0,5                             | 0,5                  | 0,3             | 0,5  | 1                           |

**Tabela 2.12 Fator  $\beta_{Dec}$  (DÉCOURT, 1996).**

| Tipo de Solo         | Tipo de Estaca - $\beta_{Dec}$ |                      |                 |      |                             |
|----------------------|--------------------------------|----------------------|-----------------|------|-----------------------------|
|                      | Escavada em geral              | Escavada (bentonita) | Hélice contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
| Argila               | 0,8                            | 0,9                  | 1               | 1,5  | 3                           |
| Solos intermediários | 0,65                           | 0,75                 | 1               | 1,5  | 3                           |
| Areias               | 0,5                            | 0,6                  | 1               | 1,5  | 3                           |

#### F) Método de Teixeira (1996)

Teixeira (1996) teve como base para a formulação de seu método, os estudos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). O autor adotou parâmetros  $\alpha_{Tex}$  e  $\beta_{Tex}$  para o cálculo da capacidade de carga de um sistema solo - estaca e com isso propôs uma espécie de equação unificada.

$$R = R_p + R_l = \alpha_{Tex} N_p A_p + \beta_{Tex} N_l PL \quad (2.22)$$

onde:

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

$N_l$  = média dos valores de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

$\alpha_{Tex}$  = parâmetro adotado em função do tipo do solo e do tipo da estaca;

$\beta_{Tex}$  = parâmetro adotado em função do tipo da estaca.

P= perímetro do fuste da estaca

L = comprimento da estaca.

Este método não se aplica as estacas pré- moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole, com N do SPT inferior a 3 (CINTRA e AOKI, 2010).

Na

tabela 2.13 e na tabela 2.14 apresentam-se os valores dos parâmetros  $\alpha_{Tex}$  e  $\beta_{Tex}$ .

**Tabela 2.13 Parâmetros  $\alpha_{Tex}$  (TEIXEIRA, 1996).**

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

**Tabela 2.14 Parâmetros  $\beta_{Tex}$  (TEIXEIRA, 1996).**

| Tipo de Estaca                  | $\beta_{Tex}$ [kPa] |
|---------------------------------|---------------------|
| Pré - moldada e perfil metálico | 4                   |
| Franki                          | 5                   |
| Escavada a céu aberto           | 4                   |
| Raiz                            | 6                   |

#### G) Método de Vorcaro e Velloso (2000)

O método desenvolvido por Vorcaro e Velloso foi criado a partir da observação dos 150 resultados de prova de carga estática à compressão em estacas do tipo Franki, pré-moldada, escavada e hélice contínua; bem como dos SPTs realizados nas regiões de execução das estacas (VORCARO e VELLOSO, 2000).

Trata-se de um método estatístico que foi determinado através da análise probabilística dos dados das provas de carga. As relações entre as variáveis independentes e dependentes consideradas e medidas através dos ensaios foram desenvolvidas através da regressão linear múltipla (RLM) (VORCARO e VELLOSO, 2000).

As cargas máxima utilizadas para a formulação do método foram obtidas através do critério de Van der Veen de extrapolação da curva carga *vs.* recalque (VORCARO e VELLOSO, 2000).

Os autores adotam para os cálculos da capacidade de carga do sistema solo-estaca os previsores: XP para a resistência de ponta e XF para a resistência lateral das estacas (VORCARO e VELLOSO, 2000).

$$XP = A_p N_p \quad (2.23)$$

$$XF = P \times \sum (\Delta l \times N_l) \quad (2.24)$$

Este método também permite o cálculo, com 95% de confiança, dos limites inferior (LI) e superior (LS) do valor da capacidade de carga do sistema solo - estaca (VORCARO e VELLOSO, 2000).

No equacionamento do método não há uma variável que descreva a influência das diferentes camadas de solo ao longo do fuste da estaca. Porém, a contribuição do tipo de solo ao redor da ponta da estaca é considerada adotando-se uma equação diferente para cada grupo de solo. Danziger (1982) agrupou os tipos de solo de acordo com sua caracterização granulométrica nos SPTs e com a semelhança de seu comportamento, como mostra a tabela 2.15 (VORCARO e VELLOSO, 2000).

**Tabela 2.15 Caracterização granulométrica dos solos, conforme SPT, proposto por Danziger (1982).**

| Grupo | 1     | 2                    | 3              | 4                    | 5              |
|-------|-------|----------------------|----------------|----------------------|----------------|
| Solo  | Areia | Areia siltosa        | Silte          | Silte areno-argiloso | Silte argiloso |
|       |       | Areia silto-argilosa | Silte arenoso  | Silte argilo-arenoso | Argila         |
|       |       | Areia argilosa       | Argila arenosa | Argila areno-siltosa | Argila siltosa |
|       |       | Areia argilo-siltosa |                | Argila silto-arenosa |                |

As equações seguintes são utilizadas em estacas escavadas para o cálculo, em kN, da capacidade de carga, dos seus limites inferior e superior. A restrição do uso de tais equações é de acordo com limites de N do SPT. Para a ponta da estaca  $N \leq 75$  golpes e para o fuste  $N \leq 25$  golpes (VORCARO e VELLOSO, 2000).

$$R = \exp \left[ \sqrt{(6,23 \ln XP + 7,78 \ln XF)} \right], \text{ para ponta grupo 2; } \quad (2.25)$$

$$R = \exp \left[ \sqrt{(4,92 \ln XP + 7,78 \ln XF)} \right], \text{ para ponta grupo 3; } \quad (2.26)$$

$$R = \exp \left[ \sqrt{(6,96 \ln XP + 7,78 \ln XF)} \right], \text{ para ponta grupo 4; } \quad (2.27)$$

$$R = \exp \left[ \sqrt{(7,32 \ln XP + 7,38 \ln XF)} \right], \text{ para ponta grupo 1 e 5. } \quad (2.28)$$

$$LS, LI = \exp \left[ \sqrt{(6,23 \ln XP + 7,78 \ln XF \pm 7,11)} \right], \text{ para ponta grupo 2; } \quad (2.29)$$

$$LS, LI = \exp \left[ \sqrt{(4,92 \ln XP + 7,78 \ln XF \pm 8,17)} \right], \text{ para ponta grupo 3; } \quad (2.30)$$

$$LS, LI = \exp \left[ \sqrt{(6,96 \ln XP + 7,78 \ln XF \pm 6,87)} \right], \text{ para ponta grupo 4; } \quad (2.31)$$

$$LS, LI = \exp \left[ \sqrt{(7,32 \ln XP + 7,38 \ln XF \pm 9,04)} \right], \text{ para ponta grupo 1 e 5. } \quad (2.32)$$

Para avaliar o grau de incerteza dos resultados, as capacidades de carga medidas podem ser comparadas aquelas calculadas através das curvas de probabilidade cumulativa (PC). Sendo n o número de observações pode-se calcular a PC através da seguinte equação (VORCARO e VELLOSO, 2000):

$$PC = \frac{i}{(n+1)}, \quad i=1, n \quad (2.33)$$

Representando graficamente,  $\frac{\text{valor medido}}{\text{valor calculado}}$  vs. PC, quanto mais próximo de uma reta vertical estiverem os pontos da curva, mais precisos são os resultados calculados (VORCARO e VELLOSO, 2000).

Nos estudos de Albuquerque (2001), para a estimativa da capacidade de carga do sistema solo-estaca com uso de estacas escavadas, o método Vorcaro e Velloso (2000) apresentou boa aproximação. O valor calculado foi igual a 85% do valor obtido da prova de carga.

#### H) Método da UFRGS (2005)

Este método foi proposto por Lobo (2005), que através de conceitos de conservação da energia estabeleceu a relação entre a força de reação dinâmica do solo à cravação do amostrador SPT e a capacidade de carga do sistema solo-estaca, através da equação:

$$R = \left( \beta_{UFRGS} \times 0,7 \times F_d \times \frac{A_p}{a_p} \right) + \left( \alpha_{UFRGS} \frac{0,2P}{a_l} \sum F_d \Delta L \right) \quad (2.34)$$

onde:

$\beta_{UFRGS}$  = coeficiente de ajuste aplicado à resistência de ponta;

$F_d$  = variação da energia potencial [N];

$A_p$  = área da ponta da estaca [m<sup>2</sup>];

$a_p$  = área da ponta do amostrador SPT (20,4 x 10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>);

$\alpha_{UFRGS}$  = coeficiente de ajuste aplicado à resistência lateral;

$a_l$  = área lateral total do amostrador SPT (externa + interna= 810,5 x 10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>);

$\Delta L$  = espessura de cada camada de solo considerada [m].

Os coeficientes de ajuste  $\alpha_{UFRGS}$  e  $\beta_{UFRGS}$  (tabela 2.16) foram estimados a partir da análise comparativa e da correlação estatística entre os resultados gerados pelo método da UFRGS (2005), 324 provas de carga estática à compressão e 43 ensaios de prova de carga à tração (NIENOV, 2006).

**Tabela 2.16 Coeficientes  $\alpha_{UFRGS}$  e  $\beta_{UFRGS}$  (NIENOV, 2006).**

| <b>Tipo de Estaca</b> | <b><math>\alpha_{UFRGS}</math></b> | <b><math>\beta_{UFRGS}</math></b> |
|-----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| Cravada Pré-Moldada   | 1,5                                | 1,1                               |
| Metálica              | 1,0                                | 1,0                               |
| Hélice Contínua       | 1,0                                | 0,6                               |
| Escavada              | 0,7                                | 0,5                               |

Para o cálculo da variação da energia potencial ( $F_d$ ), o autor sugere a seguinte equação (NIENOV, 2006):

$$F_d = \frac{\eta_3[\eta_1(0,75+\Delta\rho)M_m g + \eta_2 \Delta\rho M_h g]}{\Delta\rho} \quad (2.35)$$

onde:

$\eta_1$  = eficiência do golpe = 0,764;

$\eta_2$  = eficiência das hastes = 1;

$\eta_3$  = eficiência do sistema = 0,907-0,0066z ;

z = comprimento da haste que penetrou no solo [m];

$M_m$  = massa do martelo [kg];

$M_h$  = massa da haste [3,23kg/m];

$g$  = aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ];

$\Delta\rho$  = penetração do golpe =  $0,3/N_{spt}$  [m/golpes].

#### 2.5.1.2 Métodos fundamentados no SPT-T – Sondagem de simples reconhecimento com medidas de torque.

O SPT-T é semelhante ao SPT com o diferencial da inclusão das medidas de torque. Foi sugerido primeiramente por Ranzini (1988), ao observar que durante o ensaio SPT os operários rotacionavam a haste para deslocar o amostrador do solo e extraí-lo com maior facilidade.

Ranzini (1994) propôs o uso dos valores do torque medido no ensaio SPT-T para o cálculo da parcela de resistência lateral da capacidade de carga de estacas.

$$f_t = \frac{100 \times T}{(0,41336 h_{CRAV} - 0,032)} \quad (2.36)$$

onde:

$f_t$  = tensão de atrito lateral [kPa];

$h_{CRAV}$  = comprimento de cravação do amostrador [cm];

$T$  = torque medido no ensaio [kgf.m].

##### A) Método de Alonso (1996)

O método proposto por Alonso (1996) utiliza dados do SPT-T e fornece o valor da parcela de resistência lateral da capacidade de carga total do sistema solo - estaca. A parcela de

resistência de ponta, exceto para estaca do tipo hélice contínua, pode ser calculada através dos métodos de Aoki-Velloso (1975) ou de Décourt-Quaresma (1978, 1996). As seguintes equações são utilizadas:

$$R_L = PL\bar{f}_t \quad (2.37)$$

$$\bar{f}_t = 0,65f_t \leq 200kPa \quad (2.38)$$

onde:

$\bar{f}_t$  = adesão média ao longo do fuste da estaca [kPa].

No cálculo de  $f_t$ , substitui-se  $T$  pelo torque máximo  $T_{m\acute{a}x}$  e  $h$  igual à 45cm.

Alonso (1996) recomenda o uso de um coeficiente de segurança global igual a 2 para o cálculo da carga admissível.

#### B) Método de Décourt (1998)

O método proposto por Décourt (1998) é uma modificação do método de Décourt e Quaresma (1978), este último previsto originalmente para estacas de deslocamento e para o uso dos resultados do SPT.

Assim como o método de Décourt e Quaresma (1978), o método de Décourt (1998) considera a ruptura convencional.

Décourt (1998) sugeriu as seguintes adequações para possibilitar o uso dos valores do SPT-T no método de previsão da capacidade de carga do sistema solo - estaca.

- Adotar coeficientes  $x_1$  e  $x_2$  (tabela 2.17 e tabela 2.18) que são função do tipo de solo e do tipo de estaca. O autor coloca que os valores desses coeficientes são apenas sugestivos em razão do estudo de poucos dados;

- Utilizar o  $N_{eq} = \frac{T [kgf.m]}{1,2}$  em substituição aos valores de N do SPT. Isso é aplicável apenas para solos da Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo.

A equação a seguir, descreve o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca.

$$R = A_p x_1 (K \times \bar{N}_{eq}) + P x_2 \sum_0^L \left\{ \left[ 10 \times \left( \frac{N_{eqi}}{3} + 1 \right) \right] \times L_i \right\} \quad (2.39)$$

onde:

$K$  = coeficiente empírico que depende do tipo de solo (tabela 2.10);

$\bar{N}_{eq}$  = média dos valores  $N_{eq}$ , calculados deste 1 m acima da cota da ponta da estaca e 1m abaixo da mesma;

$N_{eqi}$  = valor do  $N_{eq}$  referente à camada de solo de comprimento  $L_i$ .

$L_i$  = comprimento da camada de solo considerada.

**Tabela 2.17 Valores de  $x_1$  .(DÉCOURT, 1998).**

| Tipo de Solo         | Tipo de Estaca - $x_1$ |                   |                      |                 |      |                             |
|----------------------|------------------------|-------------------|----------------------|-----------------|------|-----------------------------|
|                      | Pré-moldada            | Escavada em geral | Escavada (bentonita) | Hélice contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
| Argila               | 1,00                   | 0,85              | 0,85                 | 0,30            | 0,85 | 1,00                        |
| Solos intermediários | 1,00                   | 0,60              | 0,60                 | 0,30            | 0,60 | 1,00                        |
| Areias               | 1,00                   | 0,50              | 0,50                 | 0,30            | 0,50 | 1,00                        |

**Tabela 2.18 Valores de  $x_2$  .(DÉCOURT, 1998).**

| Tipo de Solo         | Tipo de Estaca - $x_2$ |                   |                      |                 |      |                             |
|----------------------|------------------------|-------------------|----------------------|-----------------|------|-----------------------------|
|                      | Pré-moldada            | Escavada em geral | Escavada (bentonita) | Hélice contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
| Argila               | 1,00                   | 0,80              | 0,90                 | 1,00            | 1,50 | 3,00                        |
| Solos intermediários | 1,00                   | 0,65              | 0,90                 | 1,00            | 1,50 | 3,00                        |
| Areias               | 1,00                   | 0,50              | 0,60                 | 1,00            | 1,50 | 3,00                        |

### C) Método de Camapum de Carvalho et al. (1998)

Este método fornece apenas a equação para o cálculo da parcela de resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca. A parcela de resistência de ponta pode ser calculada através do método de Aoki e Velloso (1975) ou de Décourt e Quaresma (1978).

Para elaborar o método, os autores utilizaram resultados de ensaios realizados em estacas no solo de argila porosa do Distrito Federal, Brasil.

A equação para o cálculo da resistência por atrito lateral é a seguinte:

$$R_l = P \times f_t \times \alpha_{CDC} \times L \quad (2.40)$$

onde:

$\alpha_{CDC}$  = coeficiente de adesão em função do tipo de estaca e do método para o cálculo da resistência de ponta utilizados, descrito na tabela 2.19.

**Tabela 2.19 Valores de  $\alpha_{CDC}$  (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 1998).**

| <b>Tipo de Estaca</b>  | <b>Aoki e Velloso<br/>(1975)</b> | <b>Décourt e Quaresma<br/>(1978)</b> |
|------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|
| Strauss                | 0,85                             | 1,10                                 |
| Pré-moldada            | 0,85                             | 0,90                                 |
| Escavada mecanicamente | 1,30                             | 1,35                                 |
| Escavada manualmente   | 0,90                             | 0,95                                 |

#### D) Método de Ranzini (2000)

O método proposto por Ranzini (2000) foi desenvolvido a partir do estudo da capacidade de carga de estacas do tipo Hélice Contínua, porém o autor afirma que o método pode ser utilizado para outros tipos de estacas. A capacidade de carga é descrita pela equação:

$$R = A_p f_p s_p + A_\lambda f_\lambda s_\lambda \quad (2.41)$$

onde:

$f_p$  = é a tensão de atrito na região da ponta da estaca, calculado através de dados do torque;

$s_p$  e  $s_\lambda$  = coeficientes empíricos;

$A_\lambda$  = área da superfície lateral enterrada da estaca;

$f_\lambda$  = tensão de atrito lateral no fuste da estaca;

O critério de torque máximo adotado pelo autor propõe a tensão da ponta da estaca ( $f_p$ ), como aquela calculada com os valores de tensão do torque atuantes em uma zona desde 1m acima da cota da ponta da estaca até 1 m abaixo da cota da ponta da estaca. Sendo que o valor da tensão do torque exatamente na cota da ponta da estaca possui peso 2.

$$f_p = \frac{(f_{i-1} + 2f_i + f_{i+1})}{4} \quad (2.42)$$

onde:

$f_{i-1}$  = tensão do torque obtido na cota 1m abaixo da ponta da estaca;

$f_i$  = tensão do torque obtida na cota da ponta da estaca;

$f_{i+1}$  = tensão do torque obtido na cota 1m acima da ponta da estaca.

Nesse método adota-se o critério da ruptura convencional (PEIXOTO, 2001).

Considera-se que a tensão de atrito lateral no fuste da estaca ( $f_\lambda$ ) é totalmente mobilizada quando seu deslocamento no ensaio de prova de carga é de 10mm (PEIXOTO, 2001).

$$f_\lambda = \frac{\sum(\Delta\lambda_i \times f_i)}{\sum(\Delta\lambda_i)} \quad (2.43)$$

onde:

$\Delta\lambda_i$  = comprimento de uma parcela i considerada do fuste da estaca;

$f_i$  = tensão de atrito lateral residual medido pelo torquímetro na parcela i do fuste da estaca.

Para o cálculo da capacidade de carga total do sistema solo - estaca é preciso conhecer o valor de  $s_p$  e  $s_\lambda$ , que são obtidos através das provas de carga instrumentadas. No caso de não haver provas de carga instrumentadas disponíveis, Ranzini sugere o uso da correlação proposta por Van Weele (1982) apud Peixoto (2001), demonstrada na equação seguinte:

$$\frac{Q}{R} = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{r}{a_w D} \right)^\eta \right]^\mu \quad (2.44)$$

onde:

$a_w$  = coeficiente que fixa o recalque relativo ao limite;

$\mu$  e  $\eta$  = parâmetros de ajuste geométrico da curva.

O gráfico da figura 2.9 fornece o resultado da equação de Van Weele (1982), para cada tipo de estaca (PEIXOTO, 2001).

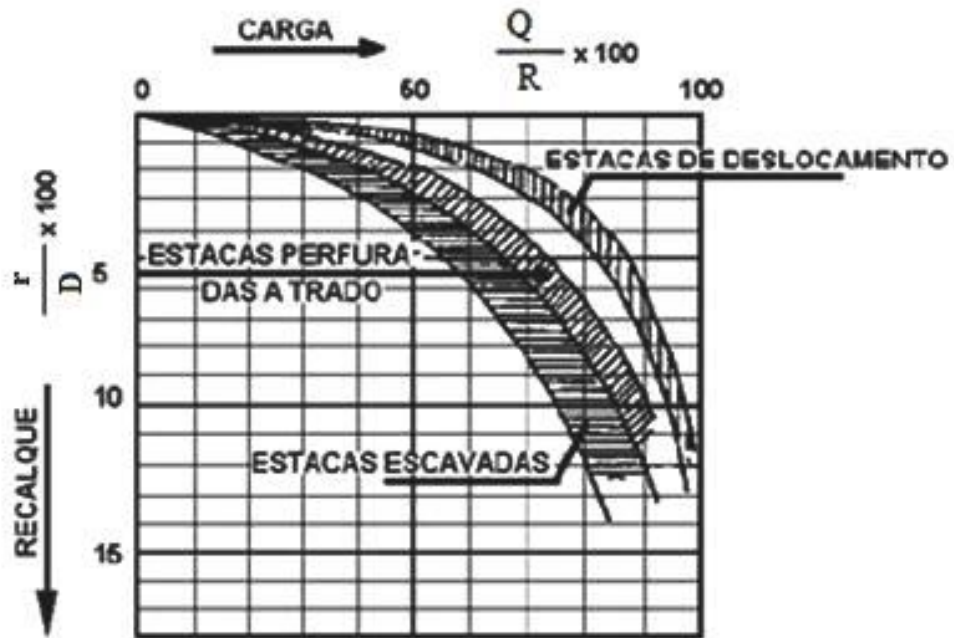


Figura 2.9 Gráfico de Van Weele (1982), para cada tipo de estaca (PEIXOTO, 2001).

Sabendo-se os valores do recalque ( $r$ ) e da carga aplicada na estaca ( $Q$ ) pode-se obter do gráfico da figura 2.9 a relação  $\frac{Q}{R}$ , que é utilizada no cálculo da capacidade de carga total do sistema solo - estaca ( $R$ ).

As equações seguintes foram propostas por Ranzini (2000), para o cálculo das parcelas: resistência de ponta e resistência por atrito lateral de uma estaca cilíndrica ou prismática.

$$\frac{R_p}{R_l} = K_{Ranz} \frac{D}{L} \quad (2.45)$$

sendo que:  $2 < K_{Ranz} < 30$

$$K_{Ranz} = \frac{s_p f_p}{4 s_\lambda f_\lambda} \quad (2.46)$$

A partir da análise das provas de carga instrumentadas levadas à ruptura e executadas em estacas escavadas no solo de Campinas-SP, Peixoto (2001) sugeriu os valores de 2 e 12, respectivamente, para os coeficientes  $s_p$  e  $s_\lambda$ .

Os coeficientes empíricos adotados diretamente para o método Ranzini (2000) induzem a erros, em virtude do comportamento do solo de cada região. Por isso, essa metodologia requer um fator de correção que depende do comportamento do solo e do tipo da estaca (PEIXOTO, 2001).

#### E) Método de Peixoto (2001)

O método de Peixoto (2001) fornece o valor da parcela de resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca, seguindo a metodologia proposta por Ranzini (2000). Porém,  $f_{\lambda máx}$  é calculado com o valor máximo medido da tensão de atrito lateral na parcela  $i$  do fuste da estaca ( $f_{imáx}$ ).

$$f_{\lambda máx} = \frac{\sum(\Delta\lambda_i \times f_{imáx})}{\sum(\Delta\lambda_i)} \quad (2.47)$$

onde:

$\Delta\lambda_i$  = comprimento de uma parcela  $i$  do fuste da estaca;

$f_{imáx}$  = tensão de atrito lateral máxima medida pelo torquímetro na parcela  $i$  do fuste da estaca.

Além disso, a resistência por atrito lateral é multiplicada por um fator  $F_\lambda$  que depende da relação entre o torque máximo e o índice de resistência à penetração ( $\frac{T_{máx}}{N}$ ) do SPT-T. Na tabela 2.20 estão os valores para  $F_\lambda$  e  $s_\lambda$ .

$$R_L = F_\lambda A_\lambda f_{\lambda máx} s_\lambda \quad (2.48)$$

**Tabela 2.20 Valores de  $F_\lambda$ , para cada tipo de estaca em função da relação ( $\frac{T_{máx}}{N}$ ) (PEIXOTO, 2001).**

| Tipo de Estaca                  | $s_\lambda$ | $F_\lambda$     |                 |
|---------------------------------|-------------|-----------------|-----------------|
|                                 |             | $T_{máx}/N < 1$ | $T_{máx}/N > 1$ |
| Pré-moldada de pequeno diâmetro | 0,8         | 1,0             |                 |
| Ômega                           | 3,0         |                 |                 |
| Metálica                        | 0,3         |                 |                 |
| Injetada de pequeno diâmetro    | 2,0         |                 |                 |
| Raiz                            | 1,5         |                 |                 |
| Strauss                         | 0,8         | 1,3             | 0,7             |
| Franki                          | 0,8         | 0,7             | 0,5             |
| Apiloadada                      | 3,5         | 0,7             | 0,5             |
| Hélice-Contínua                 | 2,0         | 1,0             | 0,3             |
| Escavada e Broca                | 1,4         | 1,3             | 0,7             |
| Barrete                         | 0,7         | 1,0             | 1,0             |

Somente para o caso de solo fora da Bacia Terciária da Cidade de São Paulo, o método de Décourt (1996) para SPT pode ser utilizado no cálculo da resistência de ponta da estaca.

### 2.5.1.3 Métodos fundamentados no CPT – Ensaio de penetração de cone in situ

O CPT é normatizado no Brasil através da ABNT – NBR 12069:1991 tem como objetivo determinar a resistência do solo à penetração estática e contínua ou incremental de uma ponteira padronizada. O ensaio fornece a resistência de ponta ou de cone em MPa ( $q_c$ ) e a resistência por atrito em kPa ( $f_{sCPT}$ ).

Van der Veen (1957) apud Poulos e Davis (1980) sugeriu que a máxima resistência de ponta de uma estaca em solo coesivo poderia ser obtida da curva do CPT. Para tanto, a média dos valores da resistência de cone é calculada a partir de 3,75D acima da cota de apoio da ponta da estaca até a distância de um diâmetro (D) abaixo da mesma.

Vésic (1967) apud Poulos e Davis (1980) realizou provas de carga em estacas em solo não-coesivo e comparou os resultados da resistência de ponta obtidos com aqueles gerados por ensaios de penetração de cone. Sua análise revelou que a resistência de ponta obtida pelo CPT era comparável àquela obtida da prova de carga. No entanto, a resistência lateral resultante da prova de carga mostrou-se ser o dobro do valor obtido através do CPT.

A observação de Vésic (1967) descrita no parágrafo anterior contraria alguns dos métodos existentes para o cálculo da capacidade de carga através dos dados obtidos pelo CPT. Como exemplo, pode-se citar o método de Aoki e Velloso (1975) que adota um coeficiente de minoração maior para a resistência lateral obtida do CPT do que para a resistência de ponta. As características do solo (cimentação, compressibilidade e tamanho das partículas) influenciam diretamente nos resultados do CPT, como os métodos semi-empíricos originam de observações do comportamento de um tipo específico de estaca e de solo, os valores adotados para os coeficientes empíricos por cada autor pode diferir significativamente entre si.

Os estudos de Vésic (1967) apud Poulos e Davis (1980) apontaram que os valores da capacidade de carga gerados por correlações dos resultados do CPT eram mais próximos aos valores obtidos das provas de carga em estacas, se comparado com aqueles gerados pelos resultados do SPT.

Quando as estacas escavadas são executadas em solos não-coesivos há diminuição da resistência do solo, graças ao processo de escavação. Segundo Tomlinson (1994), nessa situação os valores da resistência de cone não devem ser utilizados para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo - estaca escavada.

#### A) Método de Aoki e Velloso (1975)

Como já foi citado anteriormente, o método de Aoki e Velloso (1975) foi inicialmente desenvolvido para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo - estaca com o uso dos resultados do CPT. A seguinte equação é utilizada para o cálculo da capacidade de carga total.

$$R = r_p A_p + [P \sum (r_l \Delta_l)] \quad (2.49)$$

As incógnitas geotécnicas  $r_p$  e  $r_l$  são correlacionadas, respectivamente, com valores da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário da luva ( $f_{sCPT}$ ). Correções de escala e método de execução são realizadas através dos fatores  $F_1$  e  $F_2$ .

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.50)$$

$$r_l = \frac{f_{sCPT}}{F_2} \quad (2.51)$$

Os valores de  $F_1$  e  $F_2$  são obtidos na tabela 2.4 .

Comparando-se o resultado da capacidade de carga obtido da prova de carga e aquele calculado através dos métodos que utilizam o CPT, pode-se observar que o primeiro fornece o valor da resistência de ponta da estaca sempre menor que o segundo. O inverso ocorre para a parcela da resistência lateral, isso por causa do erro gerado pelo equipamento (cone mecânico com luva de Begemann) (CINTRA e AOKI, 2010).

O cone mecânico gera uma resistência de ponta na luva fazendo com que o valor da resistência lateral aumente. Por essa razão utiliza-se  $F_2 = 2F_1$ . Quando é utilizado o cone elétrico ou o piezocone pode-se considerar  $F_2 = F_1$ , porque o equipamento não gera o mesmo erro do cone mecânico (CINTRA e AOKI, 2010).

#### B) Método de Penpile (1978)

O método de penpile foi proposto por Clisby et al. (1978) do Departamento de Transportes de Mississippi (HANI e ABU-FARSAKH, 1999).

A resistência de ponta unitária do sistema solo - estaca ( $r_p$ ) é calculada através da relação (HANI e ABU-FARSAKH, 1999):

$$r_p = \begin{cases} 0,25q_c, & \text{para ponta da estaca em argila} \\ 0,125q_c, & \text{para ponta da estaca em areia} \end{cases} \quad (2.52)$$

onde:

$q_c$  = média de 3 valores de  $q_c$  do CPT, na região da ponta da estaca.

Através da equação seguinte calcula-se a resistência unitária por atrito lateral do sistema solo - estaca ( $r_l$ ) (HANI e ABU-FARSAKH, 1999).

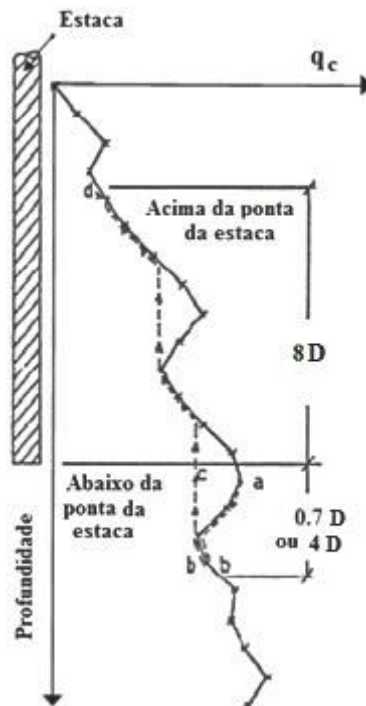
$$r_l = \frac{f_{sCPT}}{1,5 + 0,1 f_{sCPT}} \quad (2.53)$$

onde:

$f_{sCPT}$  = é o valor do atrito lateral do CPT em psi (libras/polegadas<sup>2</sup>).

### C) Método de Schmertmann e Nottingham (1978)

O método desenvolvido por Nottingham (1975) e Schmertmann (1978) é resultado do ensaio de estacas em escala real. A resistência de ponta é obtida através dos valores da resistência de cone ( $q_c$ ) desde  $8D$  acima da ponta da estaca até  $0,7 D$  ou  $4 D$  abaixo da mesma. Como mostra a figura 2.10 (FELLENIOUS, 2006).



**Figura 2.10** Zona de influência da resistência de ponta (SCHMERTMANN, 1978 apud FELLENIOUS, 2006).

Os valores de  $q_c$  utilizados no método são filtrados da seguinte maneira:

1) Determinam-se duas médias dos valores da resistência de cone, uma até a profundidade de 0,7 D e outra até 4 D (pontos a e b, respectivamente, na figura 2.10). Escolhe-se o menor valor dentre as duas médias;

2) Escolhe-se o menor valor da resistência de cone, dentro da zona de influência escolhida no item 1);

3) Calcula-se a média dos valores para a resistência de cone ( $q_c$ ) obtidos nos itens 1) e 2);

4) Calcula-se a média dos valores de  $q_c$ , acima da ponta da estaca, de acordo com o caminho mais curto d-c da figura 2.10 ;

5) Finalmente calcula-se a média dos valores de  $q_c$  obtidos nos itens 3) e 4), este será denominado de resistência de cone médio ( $q_{ca}$ ).

A resistência de ponta da estaca para solos arenosos e argilosos será calculada através da equação:

$$R_p = A_p C q_{ca} \quad (2.54)$$

sendo que:

$$\frac{R_p}{A_p} \leq 15 MPa$$

onde:

C = coeficiente de correlação influenciado pela RSA (razão de sobreadensamento do solo).

A tabela 2.21 sugerida por DeRuiter e Beringen (1979) apresenta valores de C para solo arenoso.

**Tabela 2.21 Valor de C correspondente ao RSA (DERUITER e BERINGEN (1979) apud FELLENIUS, 2006).**

| RSA    | C    |
|--------|------|
| 1      | 1,00 |
| 2 a 4  | 0,67 |
| 6 a 10 | 0,50 |

A equação proposta por Nottingham (1975) e Schmertmann (1978) para o cálculo da resistência de ponta do sistema solo - estaca em solo coesivo é a seguinte:

$$R_p = R_1 R_2 q_{ca} C A_p \quad (2.55)$$

onde:

$R_1$  = fator de redução que é em função da coesão não-drenada do solo ( $c_u$ );

$R_2 = 1$  para cone elétrico e 0,6 para cone mecânico.

A influência do efeito escala entre a ponta do cone e da estaca é maior em solos pré-adensados, já que a zona de influência na região da ponta do cone depende da rigidez do solo e do diâmetro da estaca.

Os valores de  $R_1$  propostos por Schmertmann (1978) estão na tabela 2.22.

**Tabela 2.22 Valores de  $R_1$  para solo coesivo não drenado (SCHMERTMANN,1978 apud DAS, 2007).**

| $c_u / p_a$ | $R_1$ |
|-------------|-------|
| $\geq 0,50$ | 1,00  |
| 0,75        | 0,64  |
| 1,00        | 0,53  |
| 1,25        | 0,42  |
| 1,50        | 0,36  |
| 1,75        | 0,33  |
| 2,00        | 0,30  |

Na tabela 2.22 o valor da pressão atmosférica ( $p_a$ ) adotado foi de 100 kN/m<sup>2</sup> ou 100 kPa.

A resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca pode ser determinada através da fórmula seguinte, tanto para solo coesivo quanto para não-coesivo.

$$R_l = A_l K_f f_s \quad (2.56)$$

sendo que:

$$\frac{R_l}{A_l} \leq 120 \text{ kPa}$$

onde:

$K_f$  = coeficiente adimensional, que é em função da razão de embutimento da estaca ( $\frac{L}{D}$ ).

No gráfico da figura 2.11 encontram-se os valores de  $K_f$  adotados para solo coesivo estão em função de  $f_s$  obtido no CPT

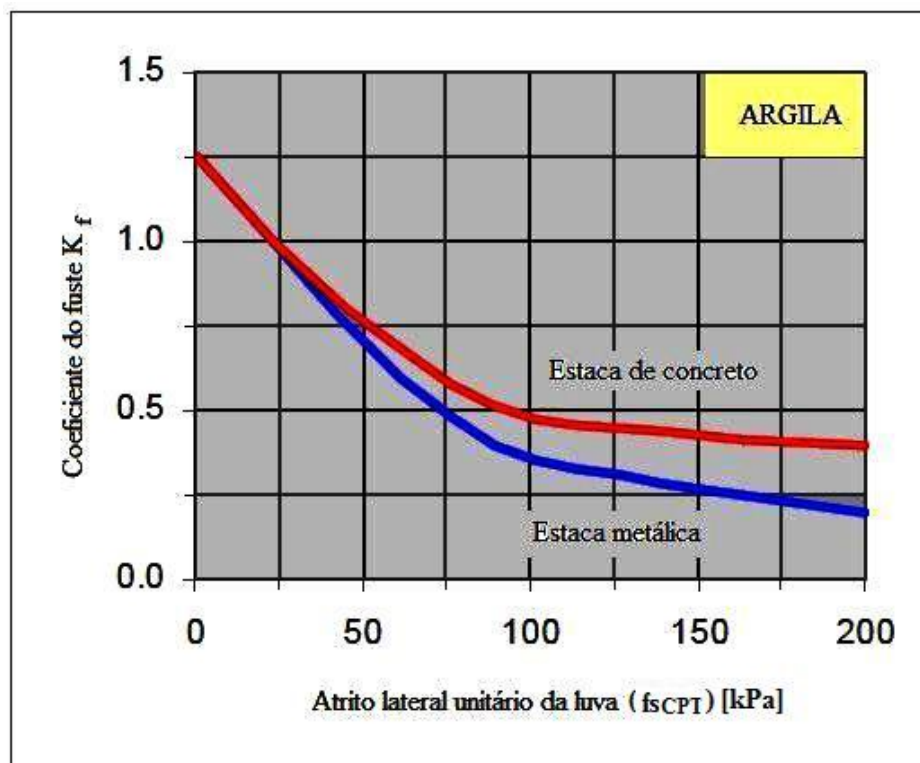


Figura 2.11 Coeficiente  $K_f$  em função de  $f_{SCPT}$  (FELLENIOUS, 2006).

Para estaca em solo não coesivo os valores de  $K_f$  em função do embutimento da estaca estão na figura 2.12.

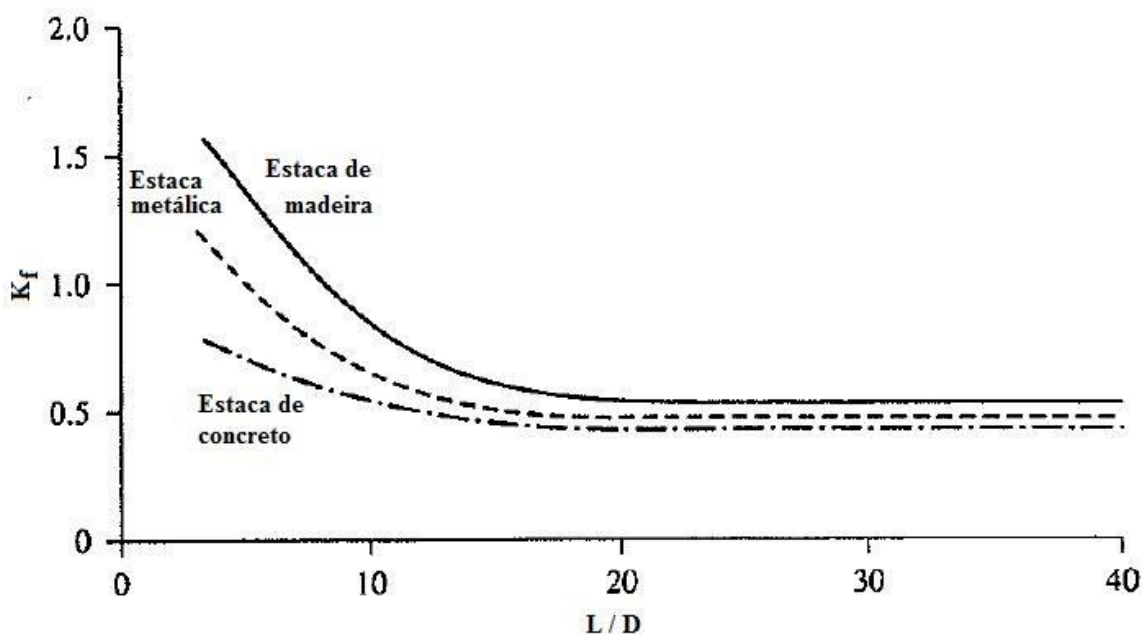


Figura 2.12 Gráfico dos valores de  $K_f$  para estaca em solo arenoso – cone penetrométrico mecânico (SCHMERTMANN, 1978 apud DAS, 2007).

Apenas para estaca em areia, a equação seguinte pode ser utilizada para o cálculo da resistência por atrito lateral, a partir da resistência de cone do CPT (FELLENIOUS, 2006):

$$R_l = A_l K_c q_c \quad (2.57)$$

onde:

$K_c$  = coeficiente adimensional em função da resistência de cone  $q_c$ .

Estaca de concreto  $K_c = 1,2\%$ ;

Estaca metálica de ponta aberta  $K_c = 0,8\%$

Estaca tubular de ponta aberta  $K_c = 1,8\%$

#### D) Método de DeRuiter e Beringen ou Método Holandês (1979)

O método proposto por De Ruiter e Beringen (1979), mais conhecido como método Holandês, segue a mesma rotina de cálculo e utiliza as mesmas equações do método de Schmertmann e Nottingham (1978), para o cálculo da resistência de ponta do sistema solo - estaca em solo não-coesivo (DAS, 2007).

Para o cálculo da resistência de ponta do sistema solo - estaca em solo coesivo, o método propõe as seguintes equações, em termos de tensões totais (FELLENIOUS, 2006).

$$R_p = 5\tau_u A_p \quad (2.58)$$

sendo que:

$$\frac{R_p}{A_p} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{q_c}{N_k} \quad (2.59)$$

onde:

$\tau_u$  = resistência ao cisalhamento não-drenada;

$N_k$  = coeficiente adimensional cujo valor é de 15 a 20, normalmente utiliza-se  $N_k = 20$ .

O cálculo da resistência por atrito lateral em solo não-coesivo segue a equação (2.56) e para o valor de  $f_{sCPT}$  adota-se o menor dos valores entre o próprio  $f_{sCPT}$  do CPT e  $\frac{q_c}{300}$  (FELLENIOUS, 2006).

No solo coesivo a resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca também é determinada através da resistência ao cisalhamento não-drenada, como mostram as equações (FELLENIOUS, 2006):

$$R_l = \alpha_H \tau_u A_l \quad (2.60)$$

sendo que:

$$\frac{R_l}{A_l} \leq 120 \text{ kPa}$$

$$\tau_u = 0,05 q_c \quad (2.61)$$

onde:

$\alpha_H$  = fator de adesão igual a 1 para argila normalmente adensada e igual a 0,5 para argila sobre adensada (FELLENIOUS, 2006).

E) Método de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)

O cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca a partir deste método depende do tipo de estaca (cravada ou escavada) e do tipo de carregamento (tração ou compressão) (NOGUEIRA, 2004).

$$R = \alpha_{pp} \beta_{pp} q_c A_p + \alpha_{pp} \lambda_p \sum_1^n (f_{si} P_i \Delta l_i) \quad (2.62)$$

onde:

$\alpha_{pp}$  = fator de execução (1,0 para estaca escavada e 0,5 para estaca cravada);

$\lambda_p$  = fator em função do tipo de carregamento da estaca (1,0 para compressão e 0,7 para tração);

$f_{si}$  = atrito lateral médio medido na haste do CPT [kPa];

$\beta_{pp}$  = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca, que relaciona o modelo do cone ao comportamento da estaca.

Para estaca comprimida  $\beta_{pp}$  é dado pela equação (NOGUEIRA, 2004):

$$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{D}{d} \quad (2.63)$$

onde:

$d=3,6$  cm que é o diâmetro da ponta do cone CPT.

O valor de  $q_c$  é calculado através da média dos valores de  $q_c$  (todos os valores em kPa), compreendidos em uma região desde 8 D acima da cota da ponta da estaca até 3,5 D abaixo da mesma (NOGUEIRA, 2004).

F) Método de Bustamante e Gianeselli ou Método LCPC (1982)

O método LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) também conhecido como método francês foi desenvolvido para o departamento de estradas francês por Bustamante e Gianeselli (1982) (FELLENIOUS, 2006).

A resistência de ponta do sistema solo - estaca é determinada através de  $q_{caa}$ , que é obtida da seguinte maneira:

-Primeiro calcula-se a média de  $q_c$  desde 1,5 diâmetros acima da cota da ponta da estaca até 1,5 diâmetros abaixo. Essa média é denominada de  $q_{ca}$ . (FELLENIOUS, 2006).

-Posteriormente faz-se outra média com os valores de  $q_{ca}$ , compreendidos entre as distâncias horizontais de  $0,7q_{ca}$  até  $1,3q_{ca}$ , obtendo-se assim o valor médio  $q_{caa}$ . A figura 2.13 ilustra a sequência de cálculo descrita anteriormente (FELLENIOUS, 2006).

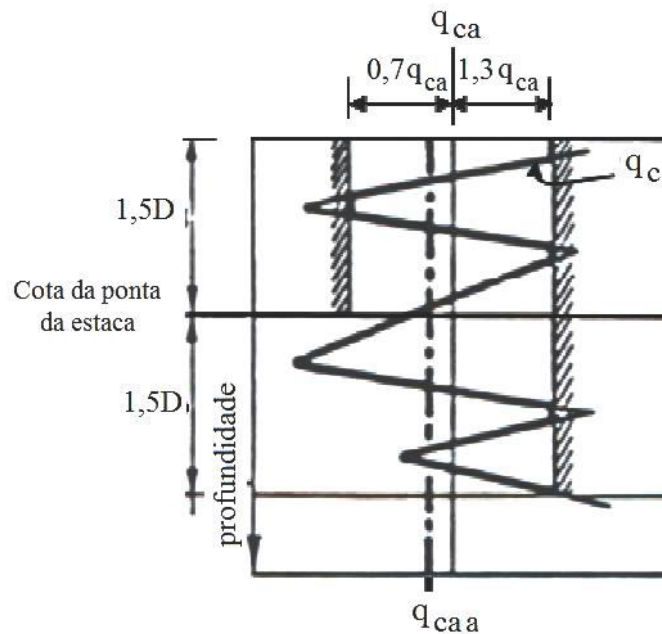


Figura 2.13 Cálculo do valor de  $q_{caa}$ , segundo o método LCPC (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982)

A equação seguinte foi proposta pelo método para o cálculo da resistência de ponta do sistema solo - estaca.

$$R_p = A_p C_{LCPC} q_{caa} \quad (2.64)$$

sendo que:

$$\frac{R_p}{A_p} \leq 15 \text{ MPa}$$

onde:

$C_{LCPC}$  = coeficiente de correlação do método, demonstrado na tabela 2.23.

**Tabela 2.23 Valores de  $C_{LCPC}$ . (CFEM, 1992 apud FELLENIUS, 2006).**

| <b>Tipo de Solo</b> | <b>Resistência de cone (<math>q_c</math>) [MPa]</b> | <b>Estaca Escavada<br/><math>C_{LCPC}</math></b> | <b>Estaca cravada<br/><math>C_{LCPC}</math></b> |
|---------------------|-----------------------------------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| Argila              | $q_c < 1$                                           | 0,04                                             | 0,50                                            |
|                     | $1 < q_c < 5$                                       | 0,35                                             | 0,45                                            |
|                     | $5 < q_c$                                           | 0,45                                             | 0,55                                            |
| Areia               | $q_c > 12$                                          | 0,40                                             | 0,50                                            |
|                     | $12 < q_c$                                          | 0,30                                             | 0,40                                            |

Para o cálculo da resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca, o método adota o coeficiente  $K_{LCPC}$  que varia de acordo com o tipo de solo, tipo de estaca, método de execução da estaca e a resistência de cone (FELLENIUS, 2006).

$$R_l = K_{LCPC} q_c A_l \quad (2.65)$$

sendo que:

$$\frac{R_l}{A_l} \leq J$$

onde:

$K_{LCPC}$  = coeficiente adimensional, que depende do tipo de estaca e da resistência de cone;

$J$  = valor máximo permitido para resistência lateral unitária.

Os valores de  $K_{LCPC}$  e  $J$  são apresentados na tabela 2.24.

**Tabela 2.24 Valores de  $K_{LCPC}$  e  $J$  (CFEM,1992 apud FELLENIUS, 2006).**

| <b>Tipo de Solo</b> | <b>Resistência de cone (<math>q_c</math>) [MPa]</b> | <b>Estaca de concreto e Estaca escavada<br/><math>K_{LCPC}</math></b> | <b>Estaca metálica<br/><math>K_{LCPC}</math></b> | <b>Valor máximo J [kPa]</b> |
|---------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|-----------------------------|
| Argila              | $q_c < 1$                                           | 0,011 (1/90)                                                          | 0,033 (1/30)                                     | 15                          |
|                     | $1 < q_c < 5$                                       | 0,025 (1/40)                                                          | 0,011 (1/80)                                     | 35                          |
|                     | $5 < q_c$                                           | 0,017 (1/60)                                                          | 0,008 (1/120)                                    | 35                          |
| Areia               | $q_c < 5$                                           | 0,017 (1/60)                                                          | 0,008 (1/120)                                    | 35                          |
|                     | $5 < q_c < 12$                                      | 0,010 (1/100)                                                         | 0,005 (1/200)                                    | 80                          |
|                     | $12 < q_c$                                          | 0,007 (1/150)                                                         | 0,005 (1/200)                                    | 120                         |

G) Método de Philipponnat (1980)

No método de Philipponnat (1980), a resistência de ponta do sistema solo - estaca pode ser calculada através da equação:

$$R_p = A_p \alpha_p q_c \quad (2.66)$$

onde:

$q_c$  = média dos valores da resistência de cone, numa região desde três diâmetros acima até três diâmetros abaixo da ponta da estaca (CPT);

$\alpha_p$  = coeficiente em função do tipo do solo. (tabela 2.25).

**Tabela 2.25 Valores de  $\alpha_p$  em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 apud DÉCOURT, 1998).**

| Tipo de Solo | $\alpha_p$ |
|--------------|------------|
| Areia        | 0,40       |
| Silte        | 0,45       |
| Argila       | 0,50       |

Para o cálculo da resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca, o método propõe a equação:

$$R_l = A_l \frac{\alpha_F q_c}{\alpha_s} \quad (2.67)$$

onde:

$\alpha_s$  = coeficiente em função do tipo do solo e da resistência de cone ( $q_c$ ), (Tabela 2.26);

$\alpha_F$  = coeficiente em função do tipo de estaca (Tabela 2.27).

**Tabela 2.26 Valores de  $\alpha_s$  em função do tipo de solo e de  $q_c$  (PHILIPPONAT, 1980 apud DÉCOURT, 1998).**

| Tipo de Solo | $q_c$ [Mpa]    | $\alpha_s$ |
|--------------|----------------|------------|
| Areia        | < 8            | 100        |
|              | 8 < $q_c$ < 12 | 150        |
|              | > 12           | 200        |
| Silte        |                | 60         |
| Argila       |                | 50         |

**Tabela 2.27 Valores de  $\alpha_F$  em função do tipo de estaca. (PHILIPPONAT, 1980 apud DÉCOURT, 1998).**

| <b>Tipo de Estaca</b>                          | <b><math>\alpha_F</math></b> | <b><math>R_i/A_i</math> máximo [kPa]</b> |
|------------------------------------------------|------------------------------|------------------------------------------|
| Pré-moldada, Franki, injetada                  | 1,25                         | 120                                      |
| Escavada $D < 1,5m$                            | 0,85                         | 100                                      |
| Escavada $D > 1,5m$ e Estaca barrete           | 0,75                         | 80                                       |
| Perfil H ou I (considerar o perímetro externo) | 1,10                         | 120                                      |

#### **2.5.1.4 Métodos fundamentados no DMT – Dilatômetro de Marchetti**

O Dilatômetro de Marchetti (DMT) foi desenvolvido na Itália em 1975 e é utilizado como ferramenta de investigação do solo.

Apesar deste ensaio não ser normatizado no Brasil, pode-se adotar a ASTM 6635-01 – “Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer Test”, ou o Eurocode 7- “Geotechnical Design – Part 3 – Design assisted by field testing – Section 9 – Flat Dilatometer Test” como documento normativo para o ensaio.

Segundo Gomes (2007), o DMT pode ser utilizado para obtenção de parâmetros do solo, projetos de fundação rasa submetida a esforço vertical, projetos de fundação profunda submetida a esforço vertical e horizontal, controle de compactação, previsão de recalque de edificação, avaliação do módulo de deformabilidade edométrica do solo, avaliação da resistência de argilas saturadas, identificação estratigráfica do solo, detecção de instabilidade de taludes e identificação de potencial de liquefação de solo arenoso.

Resumidamente Gomes (2007) descreve o procedimento do ensaio que consiste em cravar verticalmente no terreno uma lâmina de aço com uma membrana de aço em um dos lados. Ao ser atingida a profundidade de ensaio, a membrana é expandida medindo-se as pressões que provocam os deslocamentos de 0,05mm (pressão A) e 1,10mm pressão B e posterior redução de pressão para o deslocamento final de 0,05mm (pressão C).

Os três parâmetros do ensaio DMT, que são utilizados como dados para os cálculos nos projetos de engenharia são: Índice de Material ( $I_D$ ), Índice de Tensão Horizontal ( $K_D$ ) e Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) (GOMES, 2007).

#### A) Método de Peiffer e Van Impe (1991)

Esse método foi apresentado em um trabalho realizado pela Universidade do Estado de Ghent na Bélgica, em que os resultados da previsão da capacidade de carga através do DMT eram comparados àqueles obtidos de provas de carga realizadas em estacas escavadas com concreto injetado sob pressão ( $L=10$  m e  $D = 0,35$  m) (BESSA, 2005).

Para a aplicação do método deve-se monitorar, durante o ensaio DMT, a tensão horizontal efetiva ( $\sigma'_{hc}$ ) segundo a equação (BESSA, 2005):

$$\sigma'_{hc} = p_0 - u_0 \quad (2.68)$$

Através da equação a seguir, pode-se calcular a resistência lateral da estaca (BESSA, 2005).

$$R_l = A_l \times \rho \times \sigma'_{hc} \quad (2.69)$$

onde:

$u_0$  = poro-pressão;

$p_0$  = pressão inicial aplicada para dilatar a membrana. (início do movimento);

$\rho$  = razão de atrito lateral (para estacas escavadas é igual a 0,20 segundos) Marchetti et al (1986) apud Bessa (2005).

O método de Peiffer e Van Impe (1991) apenas fornece uma equação para o cálculo da parcela de resistência por atrito do sistema solo - estaca. A parcela de resistência de ponta deve ser calculada através de outro método disponível (BESSA, 2005).

#### B) Método de Powell et al.(2001)

Para o cálculo da resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca em argila, Powell et al.(2001) propuseram dois métodos distintos: o primeiro aplicável para estacas comprimidas e para estacas tracionadas, o segundo aplicável somente para estacas submetidas à compressão.

As equações para o cálculo da resistência por atrito lateral unitária ( $r_l$ ), conforme o primeiro método são as seguintes (POWELL et al., 2001):

para  $I_D < 0,1$

$$r_l = (p_1 - p_0) \times 0,5 \quad (2.70)$$

para  $0,1 < I_D < 0,65$

$$r_l = (p_1 - p_0) \times (-0,73077I_D + 0,575) \quad (2.71)$$

para  $I_D > 0,65$

$$r_l = (p_1 - p_0) \times 0,1 \quad (2.72)$$

para estacas cuja relação  $\frac{L}{\text{raio}} > 50$ , multiplicar as equações de  $r_l$  por 0,85.

onde:

$I_D$  = Índice de material obtido no DMT;

$p_1$  = pressão correspondente ao deslocamento de 1,05mm da membrana;

$p_0$  = pressão inicial aplicada para dilatar a membrana. (início do movimento);

raio = raio da estaca.

Para o cálculo da resistência por atrito lateral unitária ( $r_l$ ), conforme o segundo método, apresentam-se as seguintes equações (POWELL et al., 2001).

para  $I_D < 0,6$

$$r_l = (p_1 - p_0) \times (-1,1111I_D + 0,775) \quad (2.73)$$

para  $I_D > 0,6$

$$r_l = (p_1 - p_0) \times 0,11 \quad (2.74)$$

Em estacas cuja relação  $\frac{L}{\text{raio}} > 50$ , multiplicar todas as equações de  $r_l$  por 0,85.

O método propõe as seguintes equações, para o cálculo da resistência de ponta:

$$R_p = k_{di} p_{1e} A_p \quad (2.75)$$

para estacas cravadas com ponta fechada:

$$E_D > 2MPa, k_{di} = 1,3$$

$$E_D < 2MPa, k_{di} = 0,7$$

para estacas cravadas com ponta aberta:

$$E_D > 2MPa, k_{di} = 0,65$$

$$E_D < 2MPa, k_{di} = 0,35$$

onde:

$p_{1e}$  = pressão correspondente ao deslocamento de 1,05mm da membrana, logo abaixo da ponta da estaca.

Este método evoluiu da análise de estacas metálicas e estacas cravadas, por isso o fator ( $k_{ai}$ ) deve ser ajustado para estacas escavadas de acordo com o tipo de solo e de estaca (POWELL et al., 2001).

#### **2.5.1.5 Métodos fundamentados no DPL – Penetrômetro Dinâmico Leve**

O DPL é do grupo de ensaios dinâmicos DP (Dynamic Probing), que possuem as seguintes vantagens: rapidez de execução, baixo custo por metro perfurado, não necessita de equipamento de reação, possui adaptabilidade da energia de cravação de acordo com a rigidez do solo (SILVA, MIGUEL e BELINCANTA, 2005).

Também chamado de cone dinâmico leve, o DPL é utilizado em larga escala na Europa para correlações com a capacidade de carga das fundações (ÁVILA e CONCIANI, 2006).

De acordo com os trabalhos de Ávila e Conciani (2006); Silva, Miguel e Belincanta (2005), o ensaio consiste na cravação de um cone metálico maciço no solo, através da queda de um martelo sobre um conjunto de hastes ligadas ao cone. Durante o ensaio faz-se a contagem do número de golpes necessários para a cravação de trechos de 10cm, que será o índice de penetração do cone no solo denominado  $N_{10}$ . Esse fato torna o ensaio bastante sensível à pequenas variações de rigidez do solo.

No DPL, o martelo possui massa de 10kg e é suspenso a uma altura de 50cm que gera uma energia potencial gravitacional de 50 Joules. A área do cone é de 10 cm<sup>2</sup> e o ângulo de base é de 90° (SILVA, MIGUEL e BELINCANTA, 2005).

##### **A) Método de Nilsson (2003)**

O método proposto por Nilsson (2003) utiliza os resultados do DPL modificado que foi desenvolvido pelo mesmo autor e introduzido no Brasil em 2001 (NILSSON e CUNHA, 2004).

O cone do DPL modificado possui 90° de ângulo de base, 100mm de altura e diâmetro de 35,7mm. A cada 1m de penetração do cone, faz-se a leitura do torque através de um torquímetro acoplado à haste do equipamento de ensaio. O ensaio prossegue até que  $N_{10}$  tenha o valor de 100, sempre que 3 leituras consecutivas de  $N_{10}$  forem de 80 golpes ou até que 5 leituras consecutivas de  $N_{10}$  sejam iguais a 60 golpes. Fazendo-se a correlação com o CPT e o SPT, os

limites do DPL são comparáveis aos valores de  $8 \text{ MPa} \leq q_c \leq 10 \text{ MPa}$  e  $15 \text{ golpes} \leq N_{spt} \leq 30 \text{ golpes}$  (NILSSON e CUNHA, 2004).

Esse método foi baseado na comparação entre os resultados da capacidade de carga do sistema solo - estaca (inicialmente em estacas cravadas) obtidos das provas de carga, e calculados através de correlações com os valores do DPL. Posteriormente, ajustes foram realizados através dos coeficientes empíricos de acordo com o tipo de estaca e solo estudados (NILSSON e CUNHA, 2004).

Nilsson e Cunha (2004) descrevem as seguintes equações para o método:

$$R = (r_p \times A_p) + \int_0^z (r_l) dA_s \quad (2.76)$$

$$r_p = \alpha_1 \times \alpha_2 \times q_d \quad (2.77)$$

$$r_l = \beta_1 \times \beta_2 \times f_{SDPL} \quad (2.78)$$

onde:

$q_d$  = resistência de ponta do DPL [kPa];

$f_{SDPL}$  = resistência lateral do DPL , através da medida de torque [kPa];

$dA_s$  = área lateral da estaca, para cada comprimento  $dz$  [m<sup>2</sup>];

$\alpha_1, \beta_1$  = coeficientes empíricos de acordo com o tipo de solo, (Tabela 2.28);

$\alpha_2, \beta_2$  = coeficientes empíricos de acordo com o tipo de estaca. (Tabela 2.29).

**Tabela 2.28 Coeficientes  $\alpha_1, \beta_1$  (NILSSON E CUNHA, 2004).**

| Solo                                   | $\alpha_1$ | $\beta_1$ |
|----------------------------------------|------------|-----------|
| Curitiba (Geral)                       | 0,2        | 0,6       |
| Curitiba (Formação de Guabirotuba)     | 1,8        | 1,3       |
| Curitiba (material de curso aluvionar) | 1,5        | 1,8       |
| Campinas (argila porosa colapsável)    | 0,5        | 1         |
| Brasília (argila porosa colapsável)    | 0,5        | 1,1       |
| Londrina (argila porosa colapsável)    | 0,2        | 0,3       |

**Tabela 2.29 Coeficientes  $\alpha_2, \beta_2$  (NILSSON E CUNHA, 2004)**

| Tipo de Estaca                              | $\alpha_2$ | $\beta_2$ |
|---------------------------------------------|------------|-----------|
| Estaca Escavada                             | 0,2        | 1,2       |
| Tubulão                                     | 0,4        | 0,1       |
| Estaca Hélice Contínua                      | 0,2        | 2,0       |
| Estaca Ômega                                | 0,6        | 2,8       |
| Estaca pré-moldada cravada em argila porosa | 0,5        | 0,7       |

Para o cálculo da capacidade de carga de projeto das estacas ( $R_{projeto}$ ), o método Nilsson (2003) recomenda o uso do fator de segurança ( $FS \geq 2$ ) para solos brasileiros. O cálculo do valor de projeto é obtido através da equação:

$$R_{projeto} = \frac{R}{FS} \times \frac{R_{recalque\ PCE}}{R_{ruptura\ PCE}} \quad (2.79)$$

em que:

$R$  = capacidade de carga da estaca calculada pelo método Nilsson (2003);

$R_{recalque\ PCE}$  = carga correspondente à um recalque limite adotado na prova de carga;

$R_{ruptura\ PCE}$  = carga de ruptura obtida da prova de carga.

Segundo os estudos de Ávila e Conciani (2006), o DPL forneceu melhores resultados quando utilizado no caso de fundações profundas executadas em solos pouco resistentes ( $N_{spt} = 10$ ). Os valores da capacidade de carga calculados pelo método de Nilsson (2003) apresentaram-se 57% a favor da segurança, quando são comparados aos resultados de provas de carga.

#### B) Método de Silva, Miguel e Belincanta (2005)

Este método é baseado em parâmetros do ensaio penetrométrico DPL e no estudo de retro-análise das provas de carga estática à compressão realizadas em estacas de pequeno diâmetro no solo residual de basalto, argilo-siltoso, poroso e laterítico da região de Londrina – PR.

A seguir descreve-se a expressão utilizada no método.

$$R = R_p + R_l = \left( \frac{\eta_p \times \bar{q}_d \times A_p}{\varphi_1} \right) + \left( \frac{P}{\varphi_2} \sum_1^n (\eta_l \times \bar{q}_d \times \Delta l) \right) \quad (2.80)$$

onde:

$R$  = carga de ruptura física [kN];

$\eta_p$  = fator adimensional característico do solo, para a resistência de ponta. (Para o solo de Londrina adotou-se o valor 1);

$\eta_l$  = fator adimensional característico do solo, para a resistência por atrito lateral. (Para o solo de Londrina adotou-se o valor 1);

$\bar{q}_d$  = valor médio de tensão na base do cone [kPa];

$\varphi_1$  = coeficiente de transformação para ponta, varia de acordo com o tipo de execução da estaca (adimensional);

$\varphi_2$  = coeficiente de transformação para o atrito lateral, varia de acordo com o tipo de execução da estaca (adimensional);

$\Delta l$  = espessura de cada camada ao longo do fuste da estaca em que a tensão pode ser admitida como constante [m].

O valor para  $\bar{q}_d$  adotado foi aquele calculado pela média dos valores de tensão na base do cone, desde um metro acima até um metro abaixo da cota de assentamento da ponta da estaca.

Para o cálculo da tensão na base do cone ( $q_d$ ), os autores utilizaram o método proposto pelo ISSMFE (1989), descrito na equação a seguir:

$$q_d = \left( \frac{M_m}{M_m + M'} \right) \times \left( \frac{M_m \times g \times h}{A \times e} \right) \quad (2.81)$$

onde:

$q_d$  = tensão na base do cone em MPa;

$M_m$  = massa do martelo [kg];

$M'$  = massa total da composição de hastes, cabeça de bater e da haste guia [kg];

$g$  = aceleração da gravidade, adotou-se o valor de  $10\text{m/s}^2$ ;

$h$  = altura de queda do martelo [m];

$A$  = área da base do cone [ $\text{cm}^2$ ];

$e$  = penetração média por golpe [cm].

Os valores médios dos coeficientes  $\varphi_1$  e  $\varphi_2$  (tabela 2.30) adotados pelos autores para estaca escavada com trado mecânico (diâmetro de 0,25m e comprimento de 12m) foram zero e 44,1 respectivamente. Esses valores resultaram da retro-análise dos resultados obtidos no caso específico de estacas instaladas na região de Londrina –PR.

**Tabela 2.30 Coeficientes  $\varphi_1$  e  $\varphi_2$  e seus respectivos coeficientes de variação (CV) (Adaptado de Silva, Miguel e Belincanta, 2005).**

| Tipo de estaca                  |                         | Comprimento [m] | Diâmetro[m] | $\varphi_1$ | $\varphi_2$ | CV <sub>1</sub> | CV <sub>2</sub> |
|---------------------------------|-------------------------|-----------------|-------------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|
| Estaca escavada de concreto     | Trado mecânico          | 12              | 0,25        | 0           | 44,1        | 0               | 0,13            |
|                                 | Trado manual            | 3               | 0,20        | 0           | 99,2        | 0               | 0,06            |
|                                 |                         |                 | 0,25        | 0           | 87,0        | 0               | 0,17            |
|                                 |                         | 6               | 0,20        | 0           | 65,5        | 0               | 0,08            |
|                                 |                         |                 | 0,25        | 0           | 63,2        | 0               | 0,04            |
| Estaca escavada de solo-cimento | Trado manual            | 3               | 0,20        | 0           | 75,5        | 0               | 0,02            |
|                                 |                         |                 | 0,25        | 0           | 78,3        | 0               | 0,04            |
| Estaca apiloada                 | Apiloamento do concreto | 3               | 0,20        | 1,1         | 30,7        | 0,83            | 0,11            |
|                                 |                         | 6               | 0,20        | 0,8         | 32,0        | 1,10            | 0,08            |
|                                 | Lançamento do concreto  | 3               | 0,20        | 0,7         | 56,4        | 0,24            | 0,05            |
|                                 |                         | 6               | 0,20        | 0,2         | 50,5        | 0               | 0,09            |

C) Método de Décourt e Quaresma (1978), adaptado por Ávila e Conciani (2006)

Ávila e Conciani (2006) propuseram o uso da fórmula de Décourt e Quaresma (1978) para o cálculo da capacidade de carga de um sistema solo - estaca, substituindo-se os dados de  $N_{spt}$  pelos valores de  $N_{10}$  do DPL, segundo as seguintes equações:

$$R = R_p + R_l = r_p A_p + r_l PL \quad (2.82)$$

$$R = A_p \alpha K N_p + \left[ \beta \times 10 \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \times P \times L \right] \quad (2.83)$$

onde:

$q_p$ = tensão de ruptura de ponta, para estacas escavadas considerada a ruptura convencionada para um determinado deslocamento;

$q_l$ = resistência por atrito lateral unitário;

K = coeficiente característico do solo, ajustado através de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto;

$N_p$  = índice médio( $N_{10}$ ) de resistência à penetração na ponta da estaca obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o posterior;

$N_l$  = índice médio ( $N_{10}$ ) de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

$\alpha$  = coeficiente de majoração de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca;

$\beta$  = coeficiente de minoração de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca.

Os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  são os mesmos apresentados nas tabela 2.11 e tabela 2.12.

As análises comparativas realizadas por Ávila e Conciani (2006) revelaram que em estacas do tipo apiloadas de solo-cimento com diâmetro de 40 cm instaladas na região de Mato Grosso, o método de Décourt e Quaresma (1978) forneceu resultados 34% a favor da segurança, quando utilizados os valores do DPL. Já o mesmo método com valores do SPT forneceu resultados 53% a favor da segurança. Ambos foram comparados aos resultados de provas de carga.

#### **2.5.1.6 Comentários sobre os métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga em estacas.**

Valores da capacidade de carga obtidos através dos ensaios de cone penetrométrico (CPT) e de sondagem de simples reconhecimento de solo (SPT), em solos coesivos, apresentam maior dispersão que aqueles executados em solos não-coesivos, se comparado à prova de carga na estaca (FLEMING et al., 1992).

Um dos motivos para o descrito no parágrafo anterior é a condição de drenagem do solo (teor de umidade), que durante a prova de carga na estaca apresenta valor diferente daquele na execução do ensaio de cone penetrométrico. Além disso, efeitos de escala também interferem nos resultados são mais evidentes em solos coesivos e podem provocar variações na razão dos valores de  $r_p / q_c$  de 0.5 a 2 (FLEMING et al., 1992).

No cálculo da resistência por atrito lateral do sistema solo - estaca é importante fazer a análise do perfil da resistência ao cisalhamento não drenada do solo, antes de utilizar os valores medidos pelo CPT em fórmulas consagradas (FLEMING et al, 1992).

A dificuldade de se analisar comparativamente os resultados obtidos pelos diversos métodos, segundo Décourt (1998), está no fato de que os autores raramente definem claramente o que adotam como ruptura. Principalmente em estacas escavadas onde geralmente a ruptura física não é claramente definida.

Amann (2010) ressalta que para a utilização adequada de um método semi-empírico deve-se considerar o critério de ruptura utilizado pelo autor durante a concepção do método. O autor conclui que o critério de ruptura é parte inerente do método semi-empírico para estimativa da capacidade de carga.

Gomes (2007) enfatiza em seu estudo que o DMT pode oferecer grandes possibilidades de economia nos projetos de fundações, quando executado juntamente com o SPT. Conclui também que os métodos de previsão da capacidade de carga que utilizam dados do DMT mostraram-se mais eficientes do que aqueles obtidos através do SPT.

Segundo Nilsson e Cunha (2004), os resultados do DPL são bastante comparáveis aqueles obtidos por CPT. Na experiência de Mota (2003) em solos colapsíveis de Brasília, os resultados obtidos através do CPT apresentaram grande proximidade daqueles obtidos pelo DPL. A observação anterior poderia ser explicada pela semelhança geométrica dos dois equipamentos (NILSSON e CUNHA, 2004).

Os métodos semi-empíricos são desenvolvidos pela observação do comportamento do solo de uma localidade específica. Eles são baseados em dados limitados de solos e tipos de estacas, portanto devem ser utilizados com cautela em tipos de solo e estaca diferentes daqueles utilizados para formulação do método.

## **2.6 INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

Segundo Tomlinson (1994), os critérios para a determinação da carga de ruptura do sistema solo - estaca através da análise da curva carga vs. recalque podem ser os seguintes:

- 1) A carga correspondente ao ponto a partir do qual os valores do recalque aumentam, sem que haja aumento da carga aplicada. (Ponto A da figura 2.14);
- 2) A carga que provoca recalque bruto (recalque elástico + recalque plástico) superior a 10% da menor dimensão da estaca. (Ponto B da figura 2.14 e da figura 2.15);
- 3) Carga que provoca recalques brutos, desproporcionais à taxa de aumento do carregamento. (Ponto C da figura 2.14 e da figura 2.15);
- 4) Carga que provoca recalques líquidos (recalque total menos a parcela de recalque elástico do sistema solo-estaca), desproporcionais à taxa de aumento do carregamento. (Ponto D da figura 2.15);

5) A carga que provoca deformação plástica ou recalque líquido de 6mm. (Ponto E da figura 2.15);

6) A carga obtida da intersecção da reta tangente, a partir do ponto onde a curva do recalque bruto se torna vertical e da reta tangente da parte inclinada da mesma curva. (Ponto F da figura 2.14 e da figura 2.15);

7) A carga onde a inclinação da reta tangente à curva do recalque líquido é 0,25 mm por 10kN de carga do ensaio.

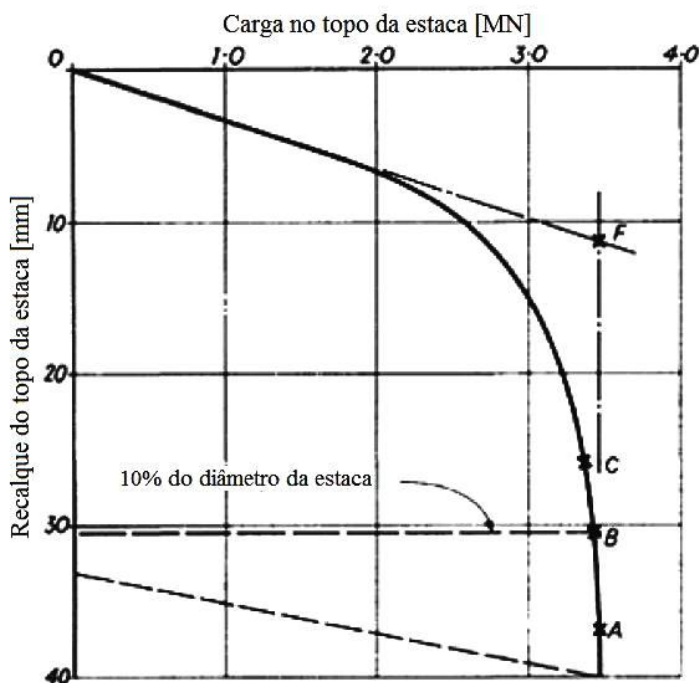
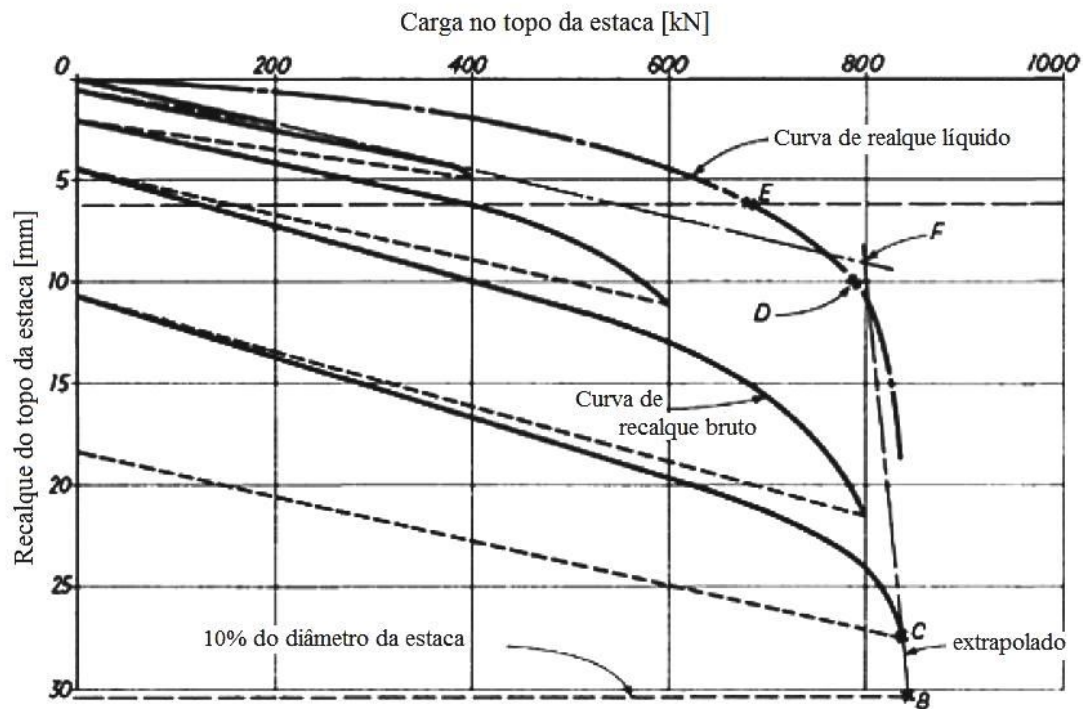


Figura 2.14 Curva carga vs. recalque do ensaio de prova de carga estática a compressão do tipo carregamento rápido (TOMLINSON, 1994).



**Figura 2.15** Curva carga vs. recalque do ensaio de prova de carga estática a compressão do tipo carregamento lento cíclico (TOMLINSON, 1994).

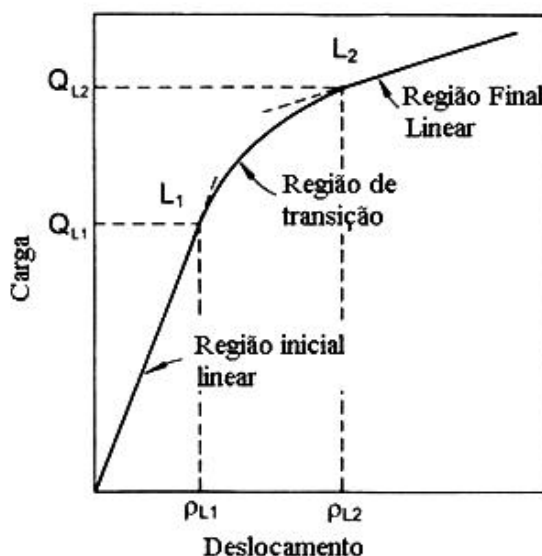
Os deslocamentos da cabeça da estaca são resultados das deformações elásticas do material da estaca e das deformações elásticas e plásticas do solo. A parcela correspondente à deformação plástica na curva carga vs. recalque deve ser considerada para a determinação da capacidade de carga do sistema solo-estaca e para o fator de segurança a ser considerado (CHELLIS, 1961).

A carga de ruptura física é definida como a carga limite, a partir da qual a estaca apresenta recalques incessantes através do solo. Graficamente é o ponto da curva carga vs. recalque cuja reta tangente tende a ser vertical. Em projetos de fundações, costuma-se adotar um ponto limite da curva carga vs. recalque, a partir do qual os incrementos de recalque são muito maiores do que os incrementos de carga aplicados na estaca. Este ponto limite representa a carga de ruptura convencional da estaca (CHELLIS, 1961).

Na prova de carga quando há o aumento da carga aplicada antes que o recalque do estágio anterior tenha se estabilizado, surgem distorções na curva carga vs. recalque que podem provocar a escolha de um valor superestimado para a capacidade de carga do sistema solo-estaca,

já que para cada carregamento o recalque medido não corresponde ao recalque total da estaca em cada estágio (CHELLIS, 1961).

Hirany e Kulhawy (1989) apresentaram a curva carga vs. recalque característica para fundações escavadas sob carregamento de compressão ou tração (figura 2.16). A conclusão dos autores é resultado da análise de um vasto banco de dados de provas de carga em estacas escavadas de 0,18m a 2m de diâmetro do e índice de esbeltez  $\left(\frac{L}{D}\right)$  de 4 a 64.



**Figura 2.16** Curva carga vs. recalque para fundações escavadas (HIRANY e KULHAWY, 1989).

Hirany e Kulhawy (1989) afirmam que a carga de ruptura para estacas escavadas obtida através dos métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque pode ser definida nas regiões: de transição, final linear ou além desta última (no caso de método de extrapolação da curva carga vs. recalque). Porém, se durante a prova de carga forem atingidas deformações plásticas significativas (região final linear), por causa da dificuldade para manter a carga constante, os deslocamentos medidos podem não ser representativos do comportamento da estaca e a carga de ruptura nessa região estará sujeita a erros.

Na figura 2.16 a região inicial linear representa o comportamento elástico-linear da estaca e o ponto  $L_1$  corresponde ao valor da resistência de atrito lateral da estaca.  $L_2$  é o ponto a partir do qual um pequeno acréscimo de carga aplicada na estaca pode provocar recalques significantes ou incessantes.

### 2.6.1. Estimativa da capacidade de carga através da curva carga vs. recalque

Para diminuir erros ocasionados pela diferença de escala e pela opinião do intérprete na interpretação da curva carga vs. recalque, devem ser estabelecidos critérios de análise. Dentre os quais, podem-se destacar aqueles descritos no trabalho de Nienov (2006):

- Hirani e Kulhawy (1989): (1) limitação do recalque, (2) construções gráficas e (3) modelos matemáticos;

- Velloso e Lopes (2002): (1) critério de valor absoluto de recalque (total, plástico ou residual obtido após o descarregamento), (2) aplicação de regra geométrica à curva, (3) critério que busca uma assíntota vertical e (4) critério que caracteriza a ruptura por encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem do diâmetro da base;

- Cintra e Aoki (1999): (1) recalque limite, (2) deformabilidade limite, (3) intersecção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica e (4) forma matemática.

Anjos (2006) descreve que métodos fundamentados em recalques limites podem gerar incertezas em estacas longas, já que não consideram o encurtamento elástico da fundação. Os métodos fundamentados em análise gráfica estão suscetíveis à erros gerados pela interpretação individual do profissional. Portanto, os métodos baseados em modelos matemáticos são os mais utilizados na extrapolação da curva carga vs. recalque.

#### A) Método de Terzaghi (1943)

No método de Terzaghi (1943), convencionou-se a carga limite máxima que um sistema solo - estaca pode suportar como aquela correspondente ao recalque ( $r$ ) igual a 10% do diâmetro da estaca. Portanto, esse critério adotado por Terzaghi (1943) define uma ruptura convencional (AMANN, 2010).

$$r = 0,1 D \text{ [mm]} \quad (2.84)$$

Esse método considera o critério de recalque limite, ou seja, a carga de ruptura é definida de acordo com um limite máximo para o recalque permitido na estaca (AMANN, 2010).

#### B) Método de extrapolação de Van der Veen (1953) (modificado por Aoki)

O método de Van der Veen (1953) é utilizado com frequência para extrapolar a curva carga vs. recalque através de uma função exponencial que estabelece uma relação linear entre o valor do recalque (r) e o parâmetro X, como descrevem as equações a seguir (NIENOV, 2006).

$$Q = Q_u \times (1 - e^{-\alpha_{VV}S}) \quad (2.85)$$

$$\alpha_{VV} \times S = X = -\ln\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_r}\right) \quad (2.86)$$

onde:

$Q$  = carga aplicada no topo da estaca [kN];

$Q_u$  = carga última correspondente à assíntota vertical da curva [kN];

$\alpha_{VV}$  = coeficiente que define a forma da curva;

$s$  = deslocamento vertical provocado pela carga  $Q$  [mm].

$\sigma$  = tensão aplicada [kPa];

$\sigma_r$  = tensão de ruptura [kPa].

A equação de Van der Veen (1953) reescrita por Cintra e Aoki, (2010) é a seguinte.

$$\sigma = \sigma_r \left[1 - e^{-(\alpha_{VVA}r + b_{VVA})}\right] \quad (2.87)$$

onde:

$b_{VVA}$  = ponto de intersecção com o eixo das abcissas no gráfico de  $X$  vs.  $r$ ;

$\alpha_{VVA}$  = coeficiente angular da reta formada no gráfico de  $X$  vs.  $r$ .

Neste método arbitram-se valores para a tensão de ruptura e para cada um desses valores calcula-se o parâmetro  $X$ . Em seguida, constrói-se o gráfico de  $X$  vs.  $r$  (recalque obtido da prova de carga) representado na figura 2.17. A tensão de ruptura será aquela que apresentar o melhor ajuste linear, ou seja,  $R^2 \approx 1$  (ALONSO, 2003).

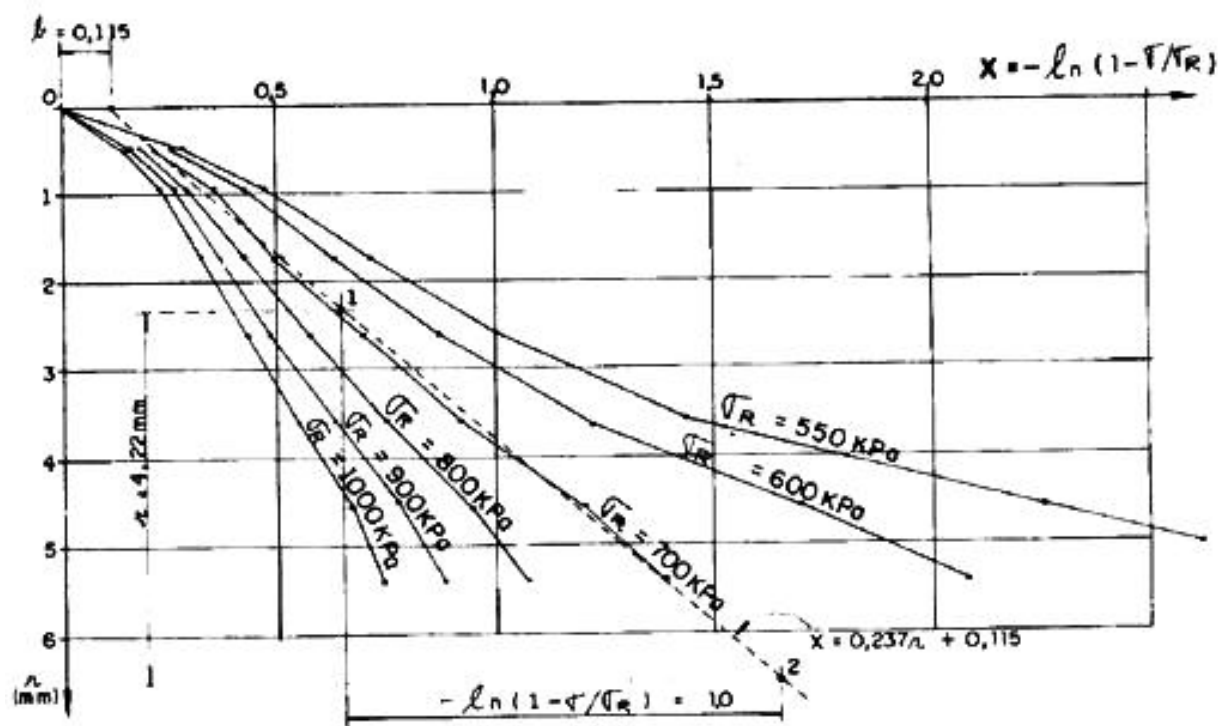


Figura 2.17 Curva de X vs. recalque (ALONSO, 2003).

A curva ajustada pode ser desenhada, atribuindo-se valores para o recalque e calculando-se os valores correspondentes para  $\sigma$  (ALONSO, 2003).

### C) Método Hansen (1963)

Hansen (1963) apud. Fellenius (2006) definiu como capacidade de carga de um sistema solo - estaca a carga  $Q_1$  correspondente à 4 vezes o deslocamento vertical da cabeça da estaca ( $4\Delta_2$ ) obtido pela carga aplicada na estaca  $Q_2$ , sendo  $Q_2 = 0,8Q_1$ . À essa consideração denomina-se “critério de 80%” de Hansen.

Essa estimativa é obtida com maior acurácia, quando plotados os valores de  $\frac{\sqrt{\text{recalque}}}{\text{carga aplicada}}$  vs. recalque. Na figura 2.18 estão representadas a curva carga vs. recalque da prova de carga (linha cheia), a curva carga vs. recalque obtida pelo critério de Hansen (linha pontilhada) e a curva  $\frac{\sqrt{\text{recalque}}}{\text{carga aplicada}}$  vs. recalque (pontos “x”).

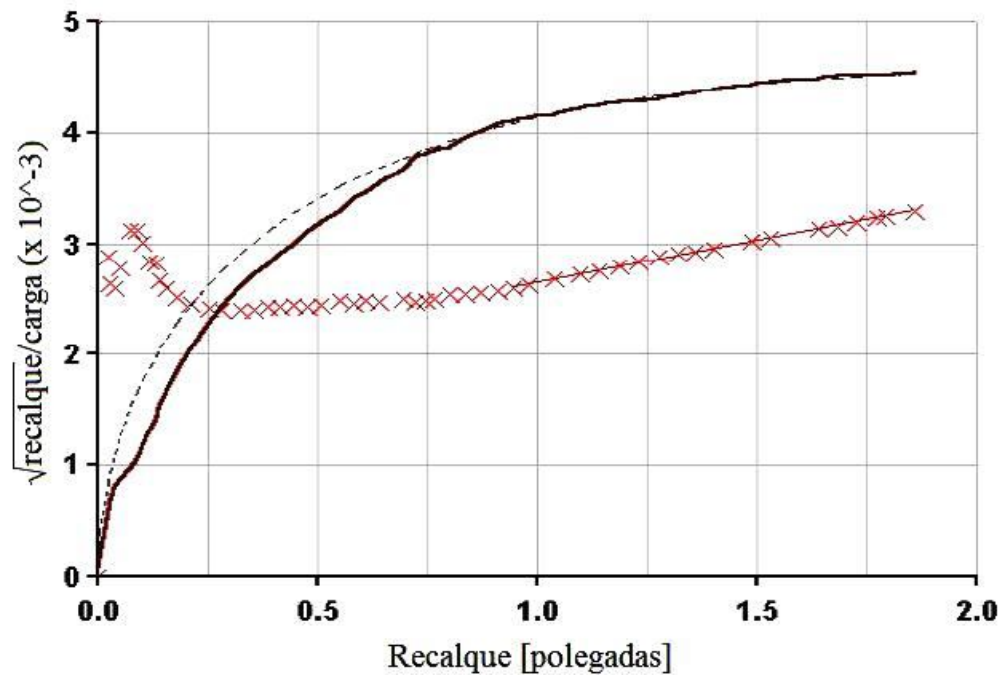


Figura 2.18 Gráfico de  $\frac{\sqrt{\text{recalque}}}{\text{carga aplicada}}$  vs. recalque (HANSEN,1963 apud FELLENIUS, 2006)

Para estimativa da capacidade de carga, Hansen (1963) propôs as equações:

$$Q_u = \frac{1}{2\sqrt{ba}} \quad (2.88)$$

$$r_u = \frac{a}{b} \quad (2.89)$$

onde:

$Q_u$  = capacidade de carga, ou carga última do sistema solo - estaca;

$r_u$  = recalque respectivo à aplicação da carga última na estaca;

$b$  = coeficiente angular da reta ajustado aos pontos da curva;

$a$  = coeficiente linear da reta ajustado aos pontos da curva.

Pelo critério de 80% de Hansen (1963) a curva carga vs. recalque considerada ideal pode ser plotada segundo a equação:

$$Q = \frac{\sqrt{r}}{br+a} \quad (2.90)$$

onde:

$Q$  = carga aplicada na estaca;

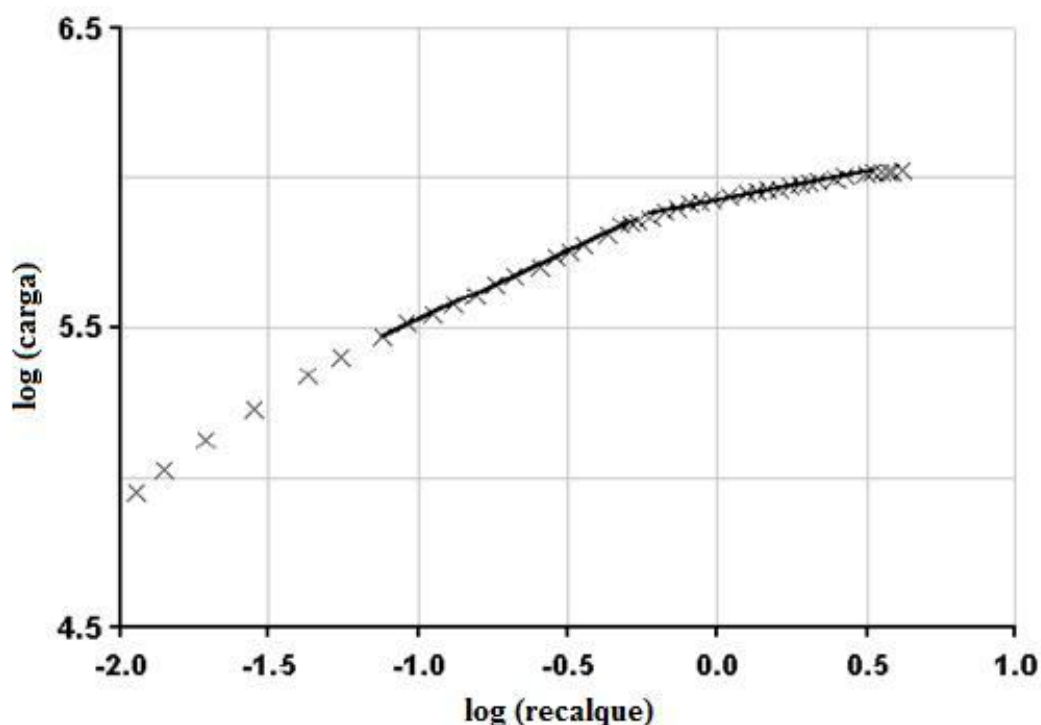
$r$  = recalque correspondente à carga aplicada  $Q$ .

No critério de 80% de Hansen (1963) é importante verificar se o ponto  $\frac{0,8Q_u}{0,25r_u}$  está realmente sobre a curva carga vs. recalque ou próximo à ela. A curva aproximada pela equação 2.90 deve estar próxima à curva carga vs. recalque da prova de carga nos valores correspondentes à  $Q_1$  e  $Q_2$  (FELLENIOUS, 2006).

#### D) Método De Beer e Walays (1972)

Também conhecido como método da carga correspondente ao limite de elasticidade, o método proposto por De Beer e Walays (1972) considera a adequação da curva carga vs. recalque através do gráfico log-log.

Esse método adota como carga correspondente ao limite de elasticidade aquela que está na intersecção das duas retas resultantes da curva carga vs. recalque plotada no gráfico log-log, como mostra a figura 2.19.



**Figura 2.19 Gráfico log (carga) vs. log (recalque). (DE BEER, 1968 apud FELLENIOUS, 2006)**

A carga de ruptura do sistema solo - estaca será considerada como o ponto de inflexão da curva log (carga) vs. log(recalque), ou seja, a carga correspondente ao limite de elasticidade proposto por De Beer (1968) apud Nienov (2006).

#### E) Método de extrapolação Chin-Kondner (1971)

Esse método foi desenvolvido por Chin (1970 e 1971), para estacas sob carga de trabalho reportadas por Kondner (1963). É baseado no conceito que considera a curva carga vs. recalque como hiperbólica, quando estiver próxima à carga de ruptura.

O método consiste em se ajustar uma reta a partir dos pontos obtidos dos valores de carga e recalque da prova de carga estática. Para tanto, no eixo das ordenadas são colocados os valores da razão  $\frac{\text{recalque}}{\text{carga aplicada}}$  e no eixo das abscissas colocados os valores dos recalques medidos no ensaio de carregamento estático (FELLENIOUS, 2006).

O inverso do coeficiente angular da reta ( $\frac{\text{recalque}}{\text{carga aplicada}}$  vs. recalque) (figura 2.20) será o valor da capacidade de carga última do sistema solo - estaca. Porém, quando esse valor for superior à carga máxima aplicada na cabeça da estaca, Fellenius (2006) recomenda o uso da carga máxima aplicada na estaca como a capacidade de carga última.

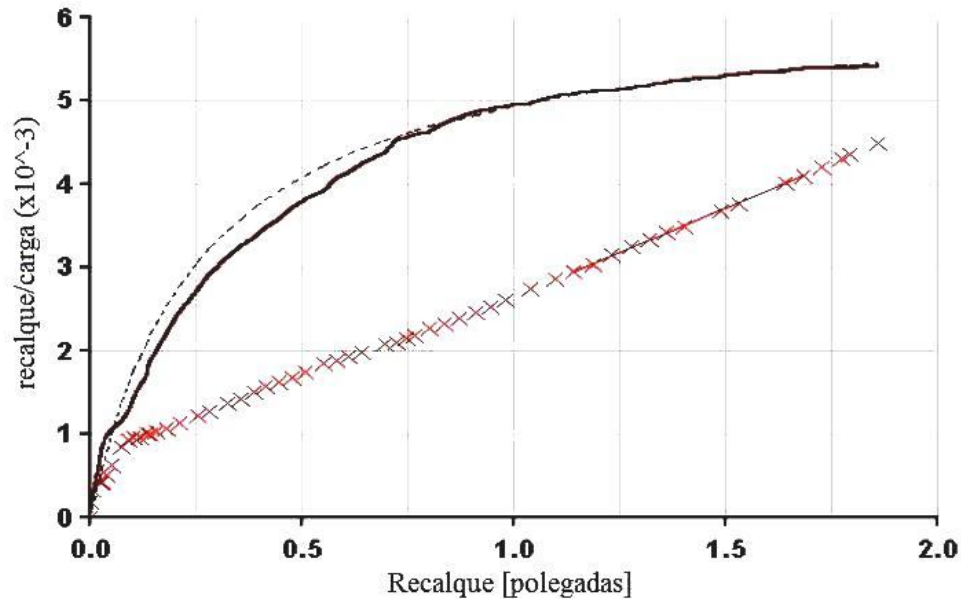


Figura 2.20 Curva (recalque/ carga aplicada) vs. recalque. (FELLENIOUS, 2006)

As equações seguintes geram a reta do método:

$$Q = \frac{r}{b_{CK}r + a_{CK}} \quad (2.91)$$

$$R = \frac{1}{b_{CK}} \quad (2.92)$$

$$Q = \frac{R \times r}{r + R \times a_{CK}} \quad (2.93)$$

onde:

Q = carga aplicada na estaca durante o ensaio de prova de carga estática;

R = carga de ruptura;

r = recalque;

$b_{CK}$  = coeficiente angular da reta do método de Chin-Kondner;

$a_{CK}$  = coeficiente linear da reta do método de Chin-Kondner.

Fellenius (2006) afirma que geralmente o valor da carga máxima obtida no método Chin- Kondner (1971) é 20% a 40% superior ao valor calculado através do método Davisson (1972).

O método Chin-Kondner (1971) é aplicável tanto para ensaio de carregamento lento quanto de carregamento rápido, desde que o tempo de aplicação dos incrementos seja constante (FELLENIOUS, 2006).

#### F) Método Davisson (1972)

Também chamado de método limite de compensação, o método Davisson (1972) assume que a carga limite de uma estaca é atingida após ocorrer no mínimo 4mm de recalque de sua ponta. Através da rigidez da estaca, o método busca prever o recalque da ponta da estaca que mobiliza a carga limite da mesma (FELLENIOUS, 2006).

A carga limite do método Davisson (1972) corresponde ao recalque da estaca que excede a fase elástica de compressão, o qual é estimado através da equação:

$$Recalque_{limite} = 4 + \frac{D}{120} \quad [mm] \quad (2.94)$$

Fellenius (2006) observa que a carga máxima obtida no método Davisson (1972) pode não ser necessariamente a carga de ruptura do sistema solo - estaca.

Para o cálculo do recalque de ruptura convencional, Davisson (1972) apud Nienov (2006) apresenta a seguinte equação:

$$r_u = Recalque_{limite} + \frac{QL}{AE} \quad (2.95)$$

onde:

$r_u$  = recalque de ruptura convencional;

$Q$  = carga de ruptura convencional;

$L$  = comprimento da estaca;

$d$  = diâmetro do círculo circunscrito à estaca;

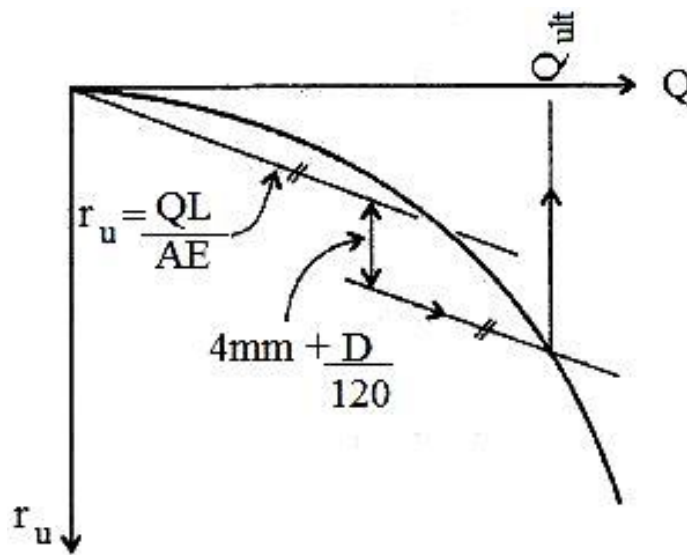
$A$  = área da seção transversal da estaca;

$E$  = módulo de elasticidade do material da estaca.

O método Davisson (1972) foi validado através de provas de carga estática realizadas em estacas cravadas, correlacionando os resultados empíricos com aqueles previamente estimados (Fellenius, 2006).

Como esse método foi desenvolvido no estudo de estacas cravadas, a análise dos resultados para os demais tipos de estacas deve ser feita com cautela.

Na figura 2.21 apresenta-se um gráfico de análise da curva carga vs. recalque pelo método de Davisson (1972).



**Figura 2.21** Curva carga ( $Q_{ult}$ ) vs. recalque ( $w$ ), do método Davisson (1972) (NIENOV, 2006)

Segundo Kulhawy (2004), o resultado da carga de ruptura obtido pelo método Davisson (1972) encontra-se sempre entre as regiões  $L_1$  e  $L_2$  da curva característica sugerida pelo autor (figura 2.16), essa carga encontra-se no limite inferior e a favor da segurança.

#### G) Método de extrapolação Décourt (1998)

Também conhecido como método da rigidez, o método Décourt (1998) utiliza para a estimativa da capacidade de carga do sistema solo - estaca, a regressão linear do trecho final da curva carga vs.  $\frac{\text{carga}}{\text{recalque}}$  obtida da prova de carga estática (Fellenius, 2006).

A sequência do método de Décourt (1998) inicia-se dividindo os valores dos carregamentos pelos respectivos recalques e plotando-se estes resultados (rigidez) no eixo das ordenadas, sendo que no eixo das abscissas são plotados os valores das cargas aplicadas. A partir dessa etapa, o método prossegue com a regressão linear, ou seja, a escolha da reta que melhor se ajusta ao trecho final da curva carga vs. rigidez ou com  $R^2$  mais próximo do valor 1 (FELLENIOUS, 2006).

O ponto de intersecção da reta (regressão linear) com o eixo das abscissas (figura 2.22) corresponde ao valor da carga de ruptura física da estaca. Isso se aplica às estacas de deslocamento, ou aquelas que atingem a ruptura física na prova de carga estática (FELLENIOUS, 2006).

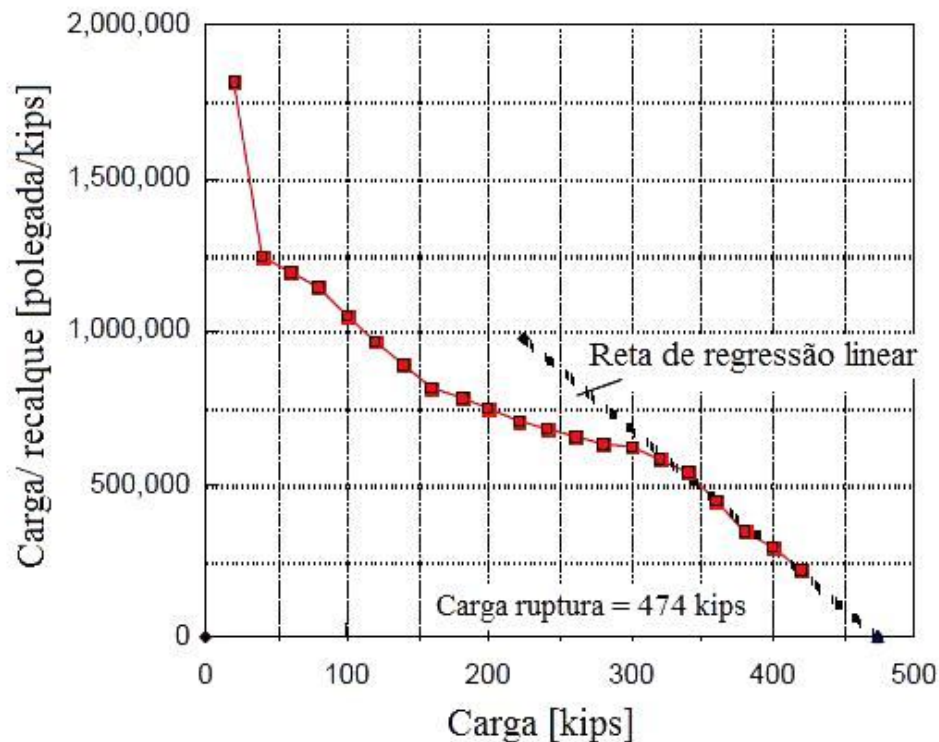


Figura 2.22 Gráfico de Rigidez vs. carga do método de Décourt (1998) (FELLENIOUS, 2006).

Quando o sistema solo - estaca durante o ensaio de carregamento estático não atinge a ruptura física, como é o caso de estacas escavadas, o gráfico de rigidez vs. carga deverá ser do tipo log-log, porque apresenta melhor ajuste para a curva.

Para a análise do gráfico da rigidez é necessário antes obter os valores da carga de ruptura convencional ( $R_c$ ), ponto de regressão e limite inferior da resistência devido ao atrito lateral ( $R_{li}$ ) da curva carga vs. recalque obtida da prova de carga estática.

Através da curva carga vs. recalque, com seus valores plotados em ordem crescente (figura 2.23), obtém-se o ponto de regressão quando há a mudança na inclinação da reta de ajuste linear tangente à curva. Geralmente, esse ponto corresponde ao recalque de 2% do diâmetro da estaca.

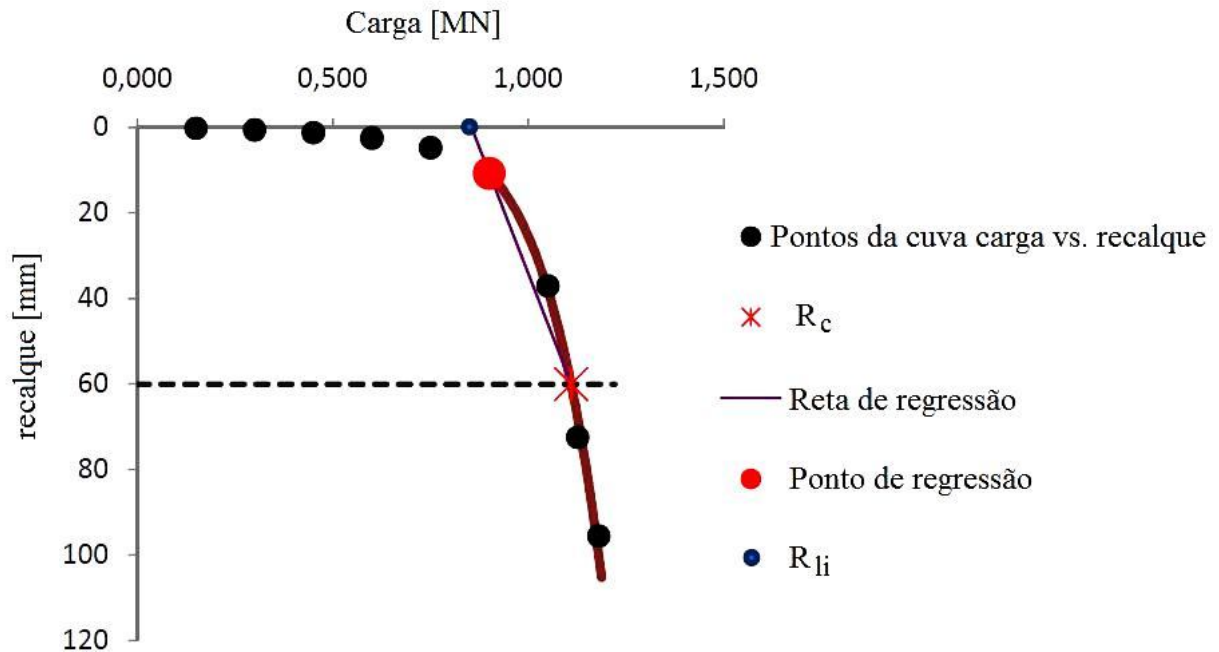


Figura 2.23 Curva carga vs. recalque e método de Décourt (MELO, 2009).

Determina-se a carga de ruptura convencional ( $R_c$ ) como sendo aquela cujo recalque vertical corresponde a 30% do diâmetro da estaca escavada.

$$R_c = 10^{\left( \left( \log\left(\frac{D}{10}\right) \right) \times b_{log} \right) - a_{log}} \quad (2.96)$$

onde:

$b_{log}$  = inclinação da curva  $\log(\text{carga})$  vs.  $\log(\text{recalque})$  no ponto de regressão;

$a_{log}$  = previsão da curva  $\log(\text{carga})$  vs.  $\log(\text{recalque})$  no ponto de regressão;

$D$  = diâmetro da estaca em mm.

Através da extrapolação da curva carga vs. recalque pode-se obter o valor da carga correspondente à ruptura física. Porém, sabe-se que a ruptura acontece quando a rigidez tende a ser nula e os recalques infinitos. Como esta situação não ocorre, calcula-se a capacidade de carga através do conceito de ruptura convencional aplicado à curva rigidez vs. carga (MELO, 2009).

A partir do ponto de regressão escolhido, a resistência de ponta do sistema solo - estaca deixa de preponderar e a parcela da resistência por atrito lateral se torna predominante (MELO, 2009).

A carga limite ( $R_{limc}$ ), quando o domínio da capacidade de carga é da resistência de ponta é calculada através da seguinte equação (MELO, 2009):

$$R_{limc} = 10^{((\log(rigidez)) \times b_{log}) - a_{log}} \quad (2.97)$$

A carga limite  $R_{limc}$ , quando o domínio da capacidade de carga for da resistência por atrito lateral é calculada através da relação de ajuste linear descrita anteriormente, tanto para estacas de deslocamento como para estacas escavadas (MELO, 2009).

Décourt (2008) observa que existe uma limitação no uso do método de extrapolação em ensaios de carregamento misto, porque conduz à resultados contra a segurança.

#### H) Método NBR 6122:2010

Segundo a NBR 6122 (2010), a capacidade de carga do sistema solo - estaca deve ser considerada definida quando houver a ruptura nítida, caracterizada por deformações contínuas sem novos acréscimos de carga (figura 2.24).

Há circunstâncias em que a ruptura nítida não é atingida: quando o sistema solo - estaca apresenta capacidade de carga superior à carga máxima aplicada na estaca ou quando esta última apresenta recalques muito elevados, porém não característicos da ruptura nítida.

A norma NBR6122 propõe para os casos anteriores a convenção da carga de ruptura através do recalque calculado pela expressão:

$$r_{rup} = \frac{R \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (2.98)$$

onde:

$r_{rup}$  = recalque de ruptura convencional;

$R$  = carga de ruptura convencional;

$L$  = comprimento da estaca [cm];

$A$  = área da seção transversal da estaca [cm<sup>2</sup>];

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

$D$  = diâmetro da estaca [cm].

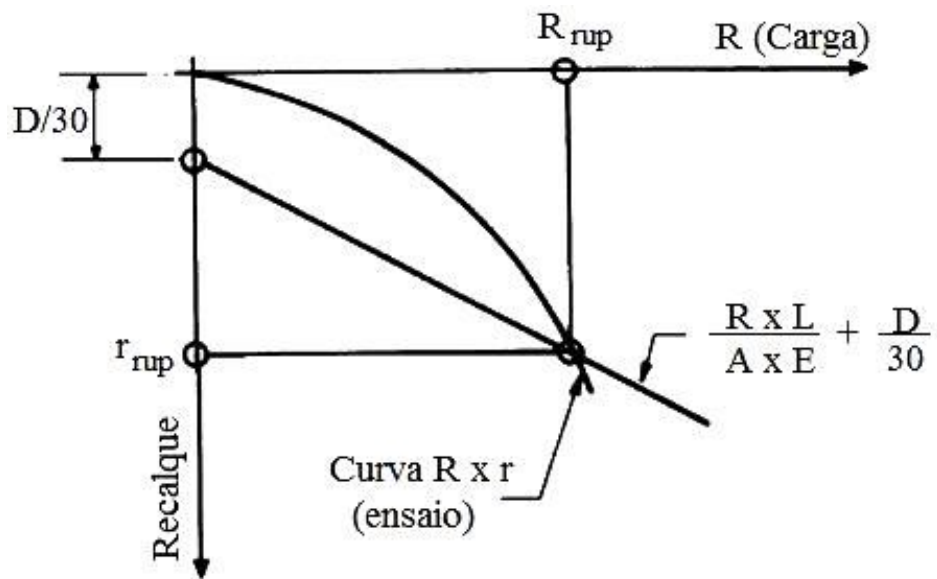


Figura 2.24 Método da NBR 6122:2010 de análise de curva carga vs. recalque (ABNT NBR 6122:2010).

### 2.6.2. Comportamento carga vs. recalque de fundações em solo colapsível.

Segundo Cintra e Aoki (2009), o solo colapsível encontra-se em seu estado não saturado, com baixo grau de saturação ( $< 60\%$ ), elevada porosidade ( $\geq 40\%$ ) e elevado índice de vazios ( $> 0,8$ ). Eles apresentam baixos valores de  $N$  do SPT ( $\leq 4$  golpes) e de  $q_c$  do CPT ( $\leq 1$  MPa).

Para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo - estaca uma em solo colapsível, considera-se a situação crítica de solo saturado. Segundo Grigorian (1997), a causa do colapso do solo colapsível tipo I é sua rápida saturação (de cima para baixo) na região da ponta da estaca provocando reduções drásticas na capacidade de carga do sistema solo-estaca. Já em solos colapsíveis tipo II, a saturação ocorre de forma mais lenta e o colapso ocorre devido ao peso próprio das camadas sobrejacentes. Sendo assim os parâmetros de resistência do solo em estudo devem ser obtidos a partir de amostras ensaiadas com prévia saturação, de cima para baixo e ao longo de sua profundidade.

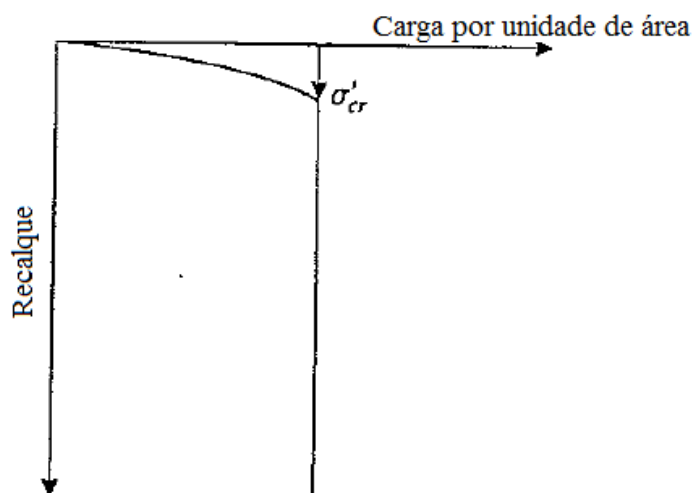
A classificação do solo colapsível, mencionada no parágrafo anterior, é descrita da seguinte maneira (GRIGORIAN,1997):

1) Tipo I – solo nas condições em que o colapso é essencialmente provocado pelo carregamento externo; o colapso devido ao seu peso próprio não acontece ou não excede o valor de 5cm de recalque. (GRIGORIAN,1997).

2) Tipo II – solo colapsível que além de sofrer colapso devido ao carregamento externo, também sofre colapso devido ao seu peso próprio e os recalques são superiores a 5 cm. (GRIGORIAN,1997).

Quando há o umedecimento do solo colapsível, as forças que mantêm estáveis as microagregações (presença de sucção e agentes cimentantes) se enfraquecem, caso o solo estiver submetido a um carregamento de valor acima do crítico, ocorrerá o movimento relativo entre as partículas que ocuparão os espaços vazios do solo, gerando a repentina redução de volume e o colapso da estrutura do solo (GUTIERREZ et al. 2003).

Nas fundações executadas em solo colapsível, observa-se que a relação carga vs. recalque em sua curva característica teórica (figura 2.25) é praticamente linear até uma tensão crítica ( $\sigma'_{cr}$ ), onde ocorre um colapso da estrutura do solo e os recalques se tornam incessantes. Esse comportamento ocorre condicionado ao aumento do teor de umidade até o valor crítico que é inferior a de saturação do solo. Portanto, o colapso pode ocorrer nesse tipo de solo, quando o mesmo estiver sob o efeito combinado do carregamento e do umedecimento.

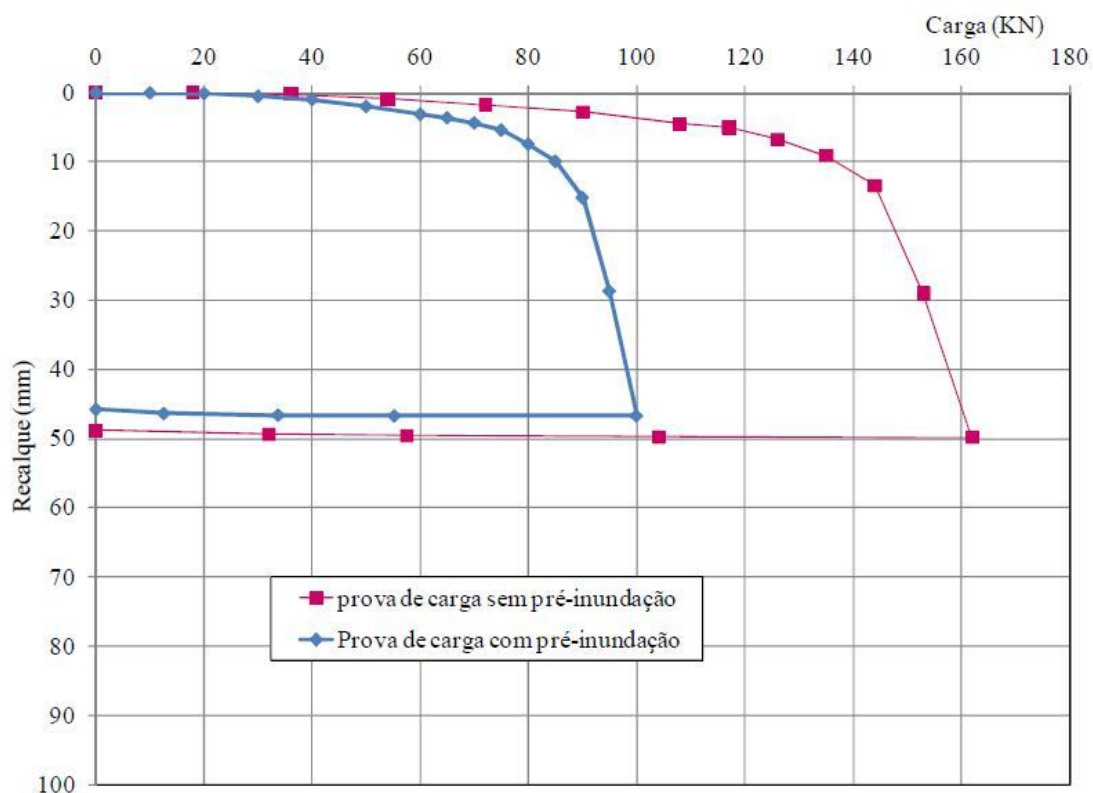


**Figura 2.25** Curva carga vs. recalque teórica de solo colapsível. (DAS, 2007).

O processo descrito no parágrafo anterior ocorre de forma sucessiva ao longo da profundidade ocasionando perturbações no estado de equilíbrio do solo, e o movimento de

descida da estaca dentro do mesmo. Os recalques da estaca não aumentam a uma taxa uniforme, mas sim em impulsos ou momentos de perturbação do equilíbrio limite (GRIGORIAN, 1997).

Nas curvas carga vs. recalque (figura 2.26) de duas provas de carga estáticas executadas em uma estaca em solo colapsível, pode-se observar que os recalques são visivelmente maiores, após o solo ter sido pré-inundado durante 48 horas. As partículas do solo colapsível, após inundação, começam a se agrupar gerando a diminuição do volume do solo, o que ocasiona o colapso da estaca nesse solo.



**Figura 2.26 Provas de carga estáticas em estaca em solo colapsível (SCALLET, 2011).**

Segundo Cintra e Aoki (2009), as principais cidades do Estado de São Paulo que possuem solo colapsível são: Araraquara, Bauru, Campinas, Ilha Solteira, Ribeirão Preto, Rio Claro, São Carlos, São José dos Campos, São Paulo e Taubaté.

Lobo et al. (2001) observaram que estacas escavadas executadas no solo arenoso da cidade de Bauru – SP apresentaram 40% de redução média em sua capacidade de carga, devido à inundação do solo ao redor das estacas.

Carvalho e Souza (1990) estudaram estacas escavadas executadas na cidade de Ilha Solteira- SP, cujo solo é do tipo coluvionar, poroso e colapsível. Observaram que a redução da capacidade de carga desse sistema na condição de pré-inundação do solo foi de 70%.

Mota (2003) analisou o comportamento de uma estaca escavada de 0,30m de diâmetro e 9m de comprimento, executada mecanicamente no solo do tipo argila porosa em Brasília-DF e concluiu que a capacidade de carga desse sistema solo-estaca apresentou em média 38% de redução em períodos de chuvas.

Miguel e Belincanta (2004) analisaram provas de carga em estacas escavadas de pequeno diâmetro e 6m de comprimento executadas com trado manual em solo laterítico colapsível de Londrina – PR. Os autores observaram que houve redução de 35,6% na capacidade de carga quando o solo foi inundado. Com o uso de drenos verticais, a redução média na capacidade de carga passou a ser de 81,6%.

Scallet (2011) realizou um estudo em estacas escavadas de 0,25m de diâmetro e 5m de comprimento executadas por trado mecânico no solo argilo-siltoso laterítico e colapsível de Campinas- SP. Quando o solo ao redor das estacas foi submetido à pré - inundação, a autora observou reduções médias da capacidade de carga total de 40%, da resistência por atrito lateral foi de 30% e da resistência de ponta igual a 48,2%.



### 3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO LOCAL DE ESTUDO

O Campo Experimental está localizado na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp com uma área de aproximadamente 600m<sup>2</sup>. Neste local foram realizados para reconhecimento do subsolo, os seguintes tipos de ensaios: SPT-T, CPT, DMT e DPL (GON, 2011).

Diversos estudos já foram realizados no solo de Campinas- SP, na Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), através dos trabalhos dos autores: GIACHETI (1991), ALBUQUERQUE (1996, 2001), PEIXOTO (2001), NOGUEIRA (2004), GARCIA (2006), BONDER (2008), MELO (2009), GON (2011), SCALLET (2011), RODRIGUEZ (2013) entre outros.

A litologia predominante, segundo Giacheti (1991), é o diabásio mineralogicamente composto por labradorita, clinopiroxênio, augita e/ou pigeonita e acessórios como: titanita, magnetita e apatita.

O subsolo é formado por migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral (diabásio) do Grupo São Bento perfazendo 98km<sup>2</sup> da região (14% de sua área total). Na figura 3.1 e na figura 3.2 são apresentados mapas geológicos de Campinas. Também são encontrados nesta região corpos de diabásio encaixados na Formação Itararé e no Complexo Cristalino, sob formas de *sills* e diques (ALBUQUERQUE, 2001).

Os diabásios apresentam-se bastante fraturados, formando pequenos blocos, cujas fraturas ou se encontram abertas ou preenchidas por materiais argilosos. Esses materiais são pedologicamente classificados como Latossolos Vermelhos Distroférricos com característica laterítica e colapsível. São constituídos pelos minerais: quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gibbsita, óxidos e hidróxidos de ferro (GON, 2011).

Os resultados dos ensaios de laboratório e ensaios insitu de investigação geotécnica SPT-T, desenvolvidos e citados no trabalho de Gon (2011), foram utilizados com a finalidade de classificar o solo e determinar as propriedades de resistência e deformabilidade que servirão de base às análises dos resultados das provas de carga, podendo explicar anomalias nos resultados em determinadas situações.

Através do ensaio de granulometria com o uso de defloculante, verificou-se que as porcentagens de argila ficaram entre 0% e 50%, as porcentagens de silte ficaram entre 25% e

45% e as porcentagens de areia ficaram entre 20% e 65%. A classificação granulométrica sob a ação do defloculante para o solo é de Argila silto-arenosa até a profundidade de 2m, Areia siltosa de 2m até 8m de profundidade e a partir daí Silte areno-argiloso (GON, 2011).

A análise tátil-visual das amostras retiradas durante a execução do SPT-T forneceu a seguinte classificação do tipo do solo com a profundidade: Argila siltosa até a profundidade de 7m e a partir daí Silte argilo-arenoso. Essa classificação será utilizada na escolha dos valores dos coeficientes empíricos dos métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga utilizados nessa dissertação.

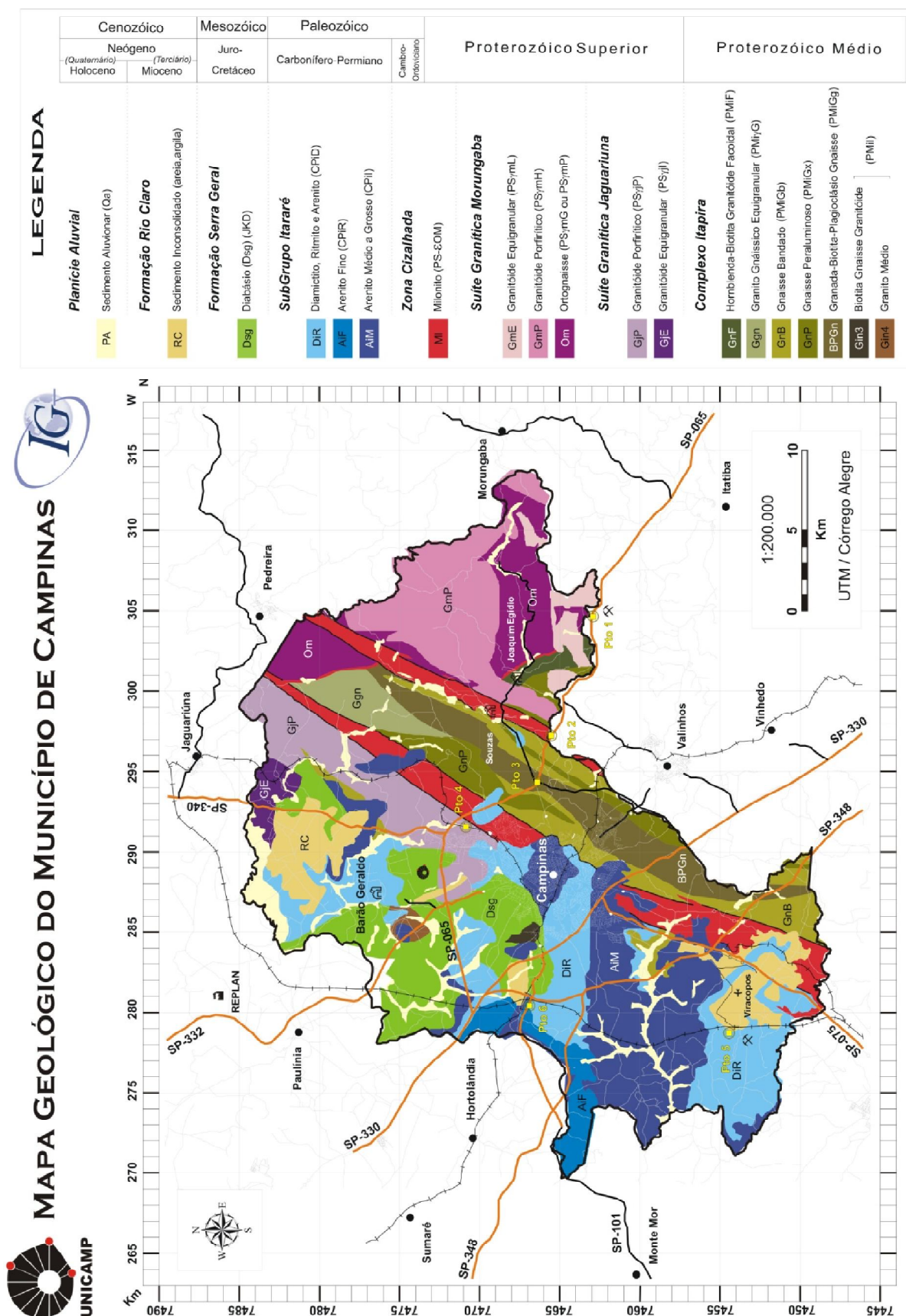


Figura 3.1 Mapa geológico simplificado do município de Campinas- SP (SENNA e KAZZUO, 2010)

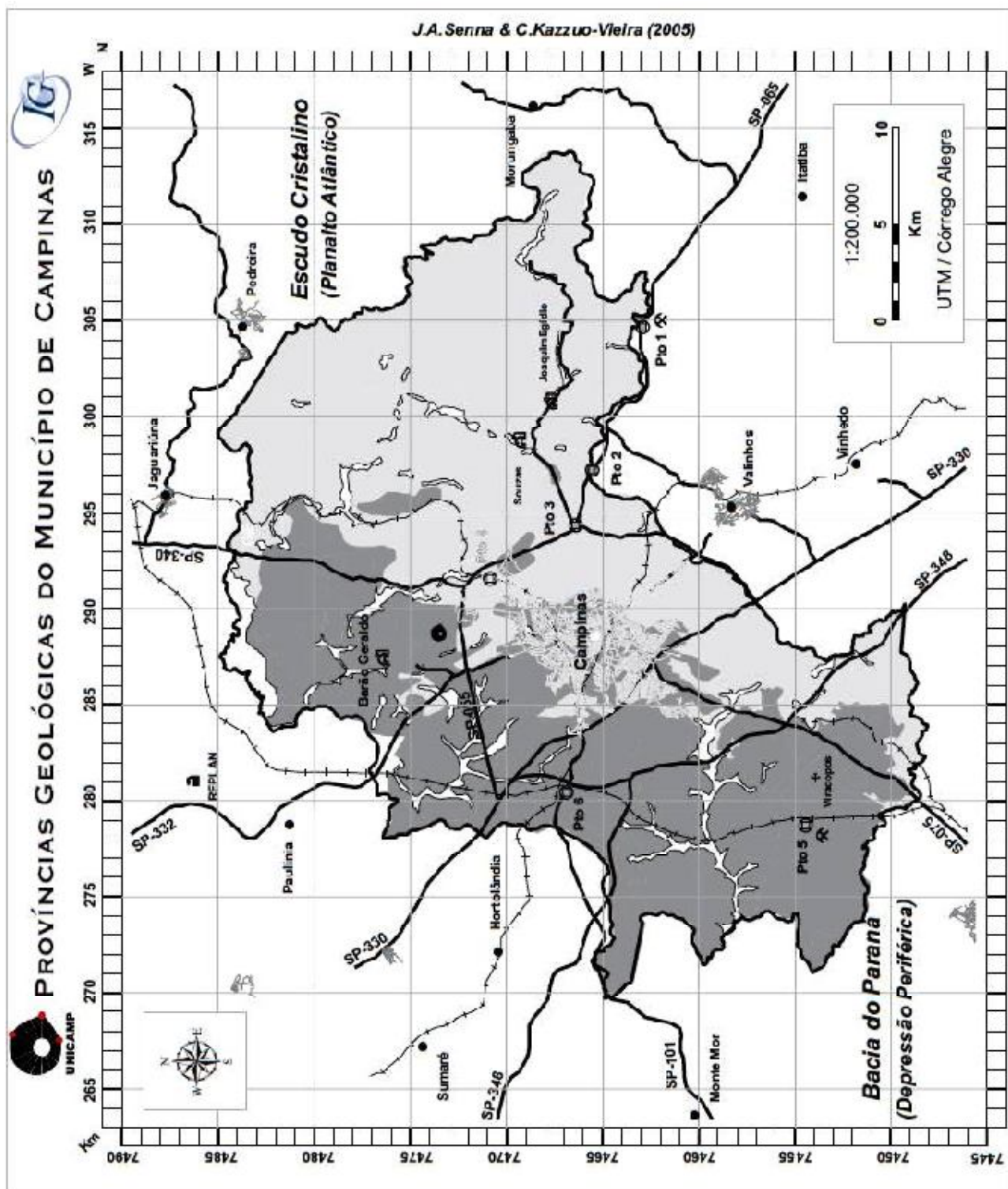


Figura 3.2 Mapa das províncias geológicas do Município de Campinas - SP. (SENNA e KAZZUO, 2010).

Na figura 3.3 encontra-se a planta de locação da estaca SC1 e dos ensaios realizados: SPT-T, CPT, DMT e DPL.

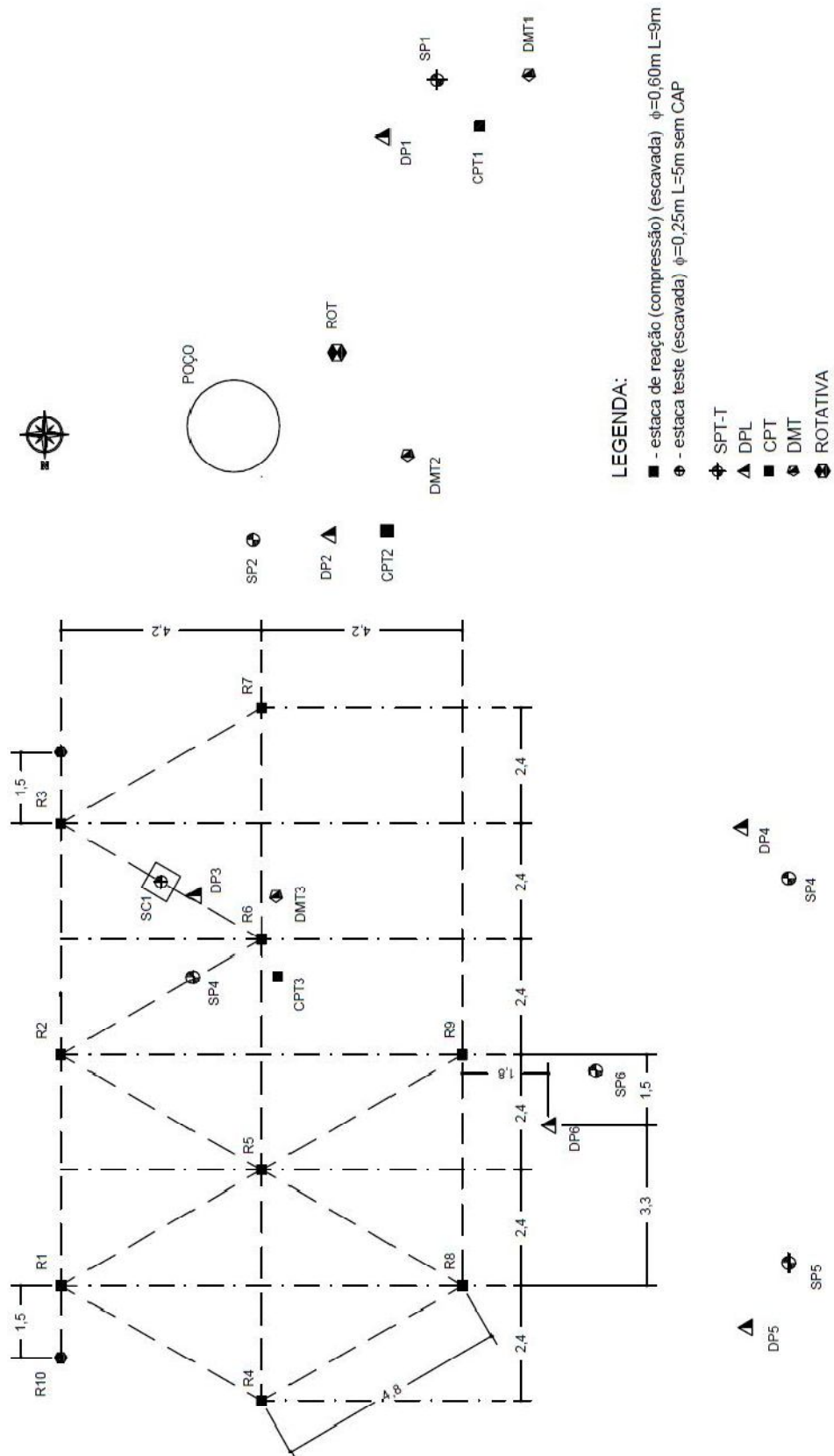
No resumo da figura 3.4, apresentam-se os valores médios dos resultados dos seguintes ensaios desenvolvidos por Gon (2011):

A) Ensaio de caracterização física: com coleta de amostras nas datas 20 e 21 de janeiro de 2010, os índices obtidos foram: peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ), umidade natural ( $w$ ) e índice de vazios ( $e$ );

B) Ensaio triaxial adensado não-drenado (CU) com amostras ensaiadas no teor de umidade natural. As amostras foram retiradas a cada 1 metro de profundidade desde a superfície do terreno até a profundidade de 8m, totalizando 32 amostras ensaiadas obtendo valores de coesão aparente não drenada ( $c$ ) e ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ );

C) Ensaio de granulometria com uso de defloculante e de Limites de Atterberg (LL, LP, LC) para a classificação do tipo de solo das camadas.

No resumo da figura 3.5, apresentam-se os valores médios dos resultados de SPT-T e CPT retirados do trabalho de Rodriguez (2013) e também a média dos resultados do DMT e do DPL.



|                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <div>-2,00</div> <div>Argila silto-arenosa</div> <div>Areia = 29,0%</div> <div>Silte = 29,2%</div> <div>Argila = 41,9%</div>                  | <div> <math>\gamma_{nat} = 14,15 \text{ kN/m}^3</math><br/> <math>e = 1,78</math><br/> <math>w = 27,95\%</math> </div> <div> <math>LL = 48\%</math><br/> <math>LC = 22\%</math><br/> <math>LP = 31\%</math> </div> <div> <math>c = 18,22 \text{ kPa}</math><br/> <math>\phi = 26,32^\circ</math> </div> |
| <div>-5,00</div> <div>Areia siltosa</div> <div>Areia = 52,3%</div> <div>Silte = 34,1%</div> <div>Argila = 13,6%</div>                         | <div> <math>\gamma_{nat} = 14,97 \text{ kN/m}^3</math><br/> <math>e = 1,60</math><br/> <math>w = 27,73\%</math> </div> <div> <math>LL = 46\%</math><br/> <math>LC = 28\%</math><br/> <math>LP = 36\%</math> </div> <div> <math>c = 26,48 \text{ kPa}</math><br/> <math>\phi = 23,36^\circ</math> </div> |
| <div>-8,00</div> <div>Silte areno-argiloso</div> <div>Areia = 29,0%</div> <div>Silte = 43,0%</div> <div>Argila = 28,0%</div> <div>-9,00</div> | <div> <math>\gamma_{nat} = 15,20 \text{ kN/m}^3</math><br/> <math>e = 1,73</math><br/> <math>w = 40,60\%</math> </div> <div> <math>LL = 52\%</math><br/> <math>LC = 30\%</math><br/> <math>LP = 41\%</math> </div> <div> <math>c = 48,21 \text{ kPa}</math><br/> <math>\phi = 18,34^\circ</math> </div> |

#### LEGENDA

$\gamma_{nat}$  = peso específico natural;  $e$  = índice de vazios;  $w$  = teor de umidade natural

$LL$  = limite de liquidez;  $LC$  = limite de consistência;  $LP$  = limite de plasticidade

$c$  = coesão;  $\phi$  = ângulo de atrito interno

**Figura 3.4 Valores médios dos índices que caracterizam o solo.**

|       | SPT-T                                                                   | CPT                                                       | DMT                                                                                                                         | DPL                                                                                         |
|-------|-------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|
| -2,00 | Argila siltosa<br>N = 3 golpes<br>$T_{\max} = 0,01 \text{ kN.m}$        | $q_c = 1935 \text{ kPa}$<br>$f_{s-CPT} = 45 \text{ kPa}$  | $U_0 = 0,35 \text{ kPa}$<br>$I_D = 1,56 \text{ kPa}$<br>$k_D = 27,22$<br>$P_0 = 165 \text{ kPa}$<br>$P_1 = 457 \text{ kPa}$ | $N_{10} = 7 \text{ golpes}$<br>$q_d = 1925 \text{ kPa}$<br>$f_{s-DPL} = 16 \text{ kPa}$     |
| -5,00 | Argila siltosa<br>N = 6 golpes<br>$T_{\max} = 0,04 \text{ kN.m}$        | $q_c = 2323 \text{ kPa}$<br>$f_{s-CPT} = 84 \text{ kPa}$  | $U_0 = 0,33 \text{ kPa}$<br>$I_D = 1,83 \text{ kPa}$<br>$k_D = 1,34$<br>$P_0 = 80 \text{ kPa}$<br>$P_1 = 237 \text{ kPa}$   | $N_{10} = 7,5 \text{ golpes}$<br>$q_d = 1792 \text{ kPa}$<br>$f_{s-DPL} = 15,5 \text{ kPa}$ |
| -8,00 | Silte argilo-arenoso<br>N = 20 golpes<br>$T_{\max} = 0,19 \text{ kN.m}$ | $q_c = 2380 \text{ kPa}$<br>$f_{s-CPT} = 171 \text{ kPa}$ | $U_0 = -7,29 \text{ kPa}$<br>$I_D = 2,58 \text{ kPa}$<br>$k_D = 1,26$<br>$P_0 = 169 \text{ kPa}$<br>$P_1 = 583 \text{ kPa}$ | $N_{10} = 9,5 \text{ golpes}$<br>$q_d = 2048 \text{ kPa}$<br>$f_{s-DPL} = 21 \text{ kPa}$   |
| -9,00 |                                                                         |                                                           |                                                                                                                             |                                                                                             |

#### LEGENDA

N = índice de resistência a penetração do SPT;  $T_{\max}$  = torque medido no ensaio SPT-T

$q_c$  = resistência de ponta do cone do CPT;  $f_{s-CPT}$  = atrito lateral unitário da luva do CPT

$U_0$  = poro- pressão medida pelo DMT;  $I_D$  = índice de material obtido do DMT

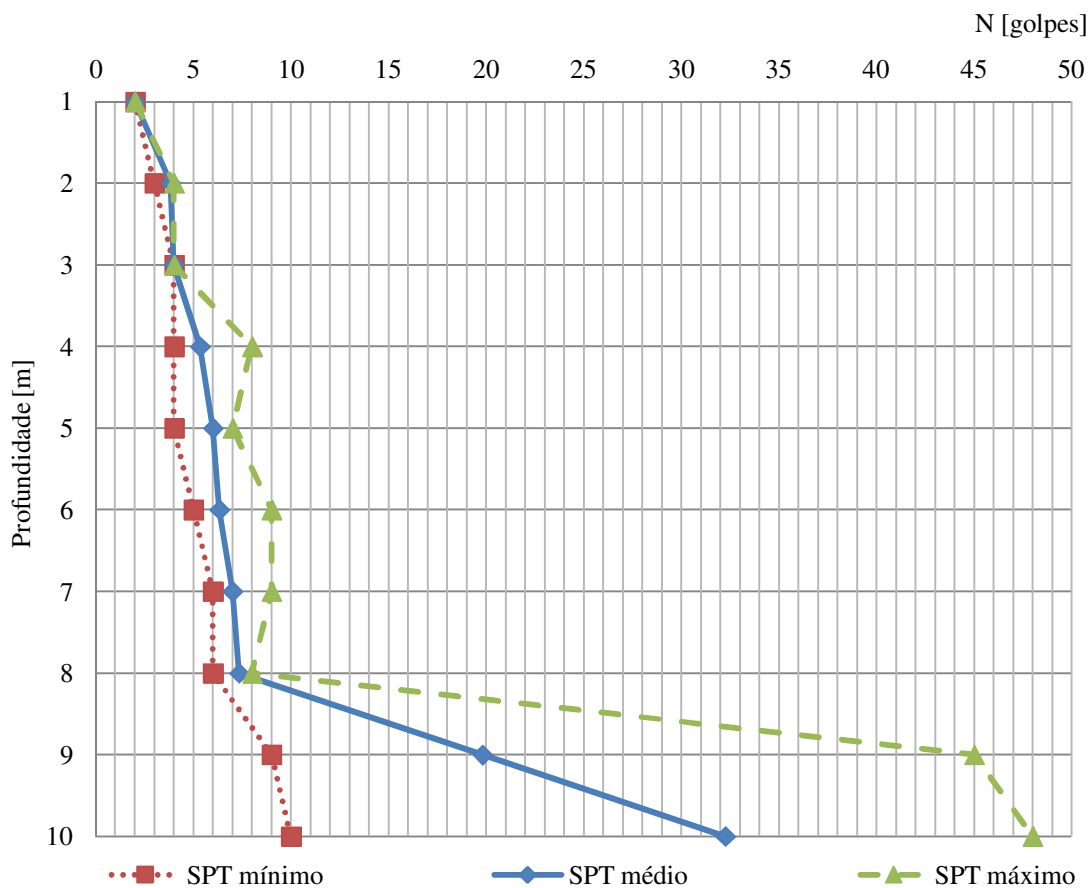
$k_D$  = índice de tensão horizontal obtido do DMT;  $P_0$  = pressão inicial aplicada para dilatar a membrana do DMT

$P_1$  = pressão que gera o deslocamento de 1,05mm da membrana DMT;  $N_{10}$  = índice de resistência a penetração do DPL

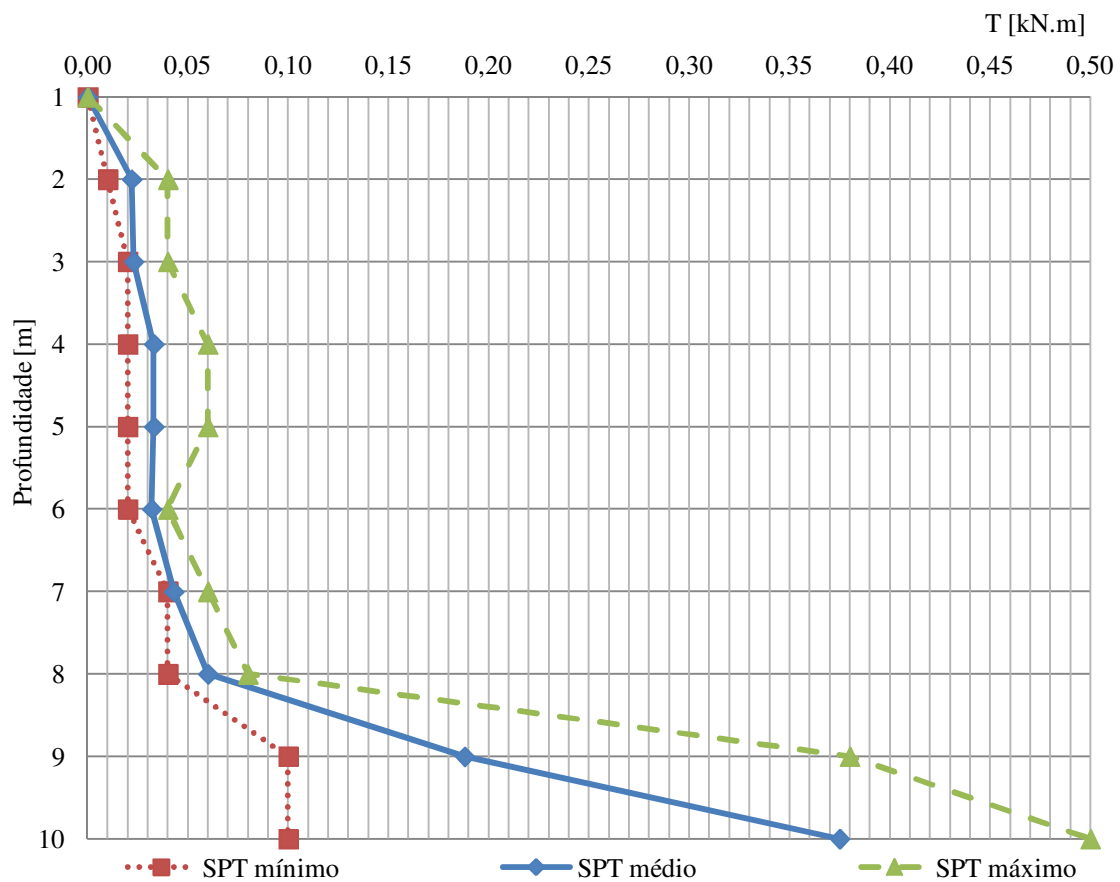
$q_d$  = tensão na base do cone do DPL;  $f_{s-DPL}$  = resistência lateral do DPL

**Figura 3.5 Valores médios dos resultados dos ensaios SPT-T, CPT, DMT e DPL**

Na figura 3.6 e na figura 3.7 são apresentados os valores mínimos, médios e máximos de  $N_{spt}$  e do torque, obtidos nos 7 ensaios de SPT-T realizados no campo experimental-2, respectivamente.

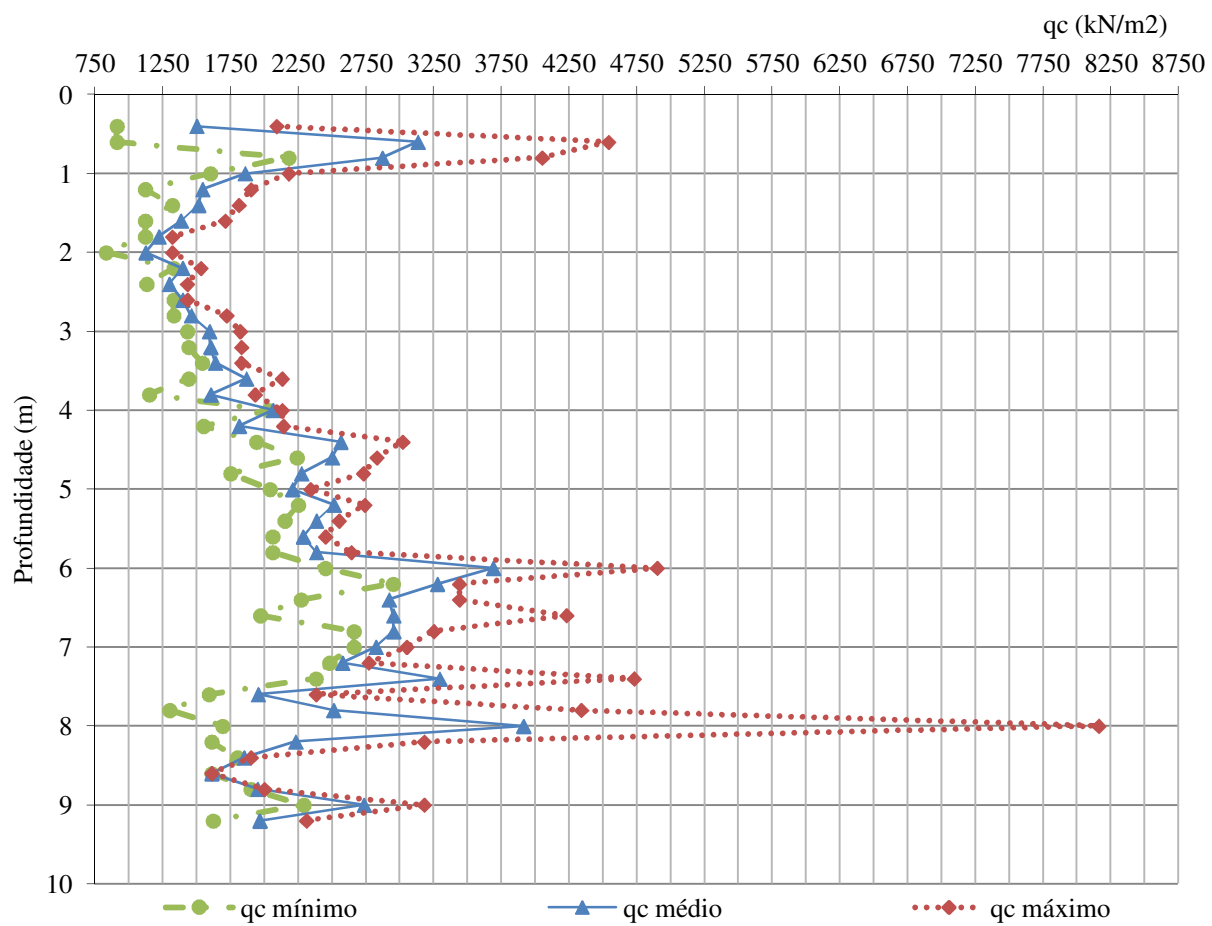


**Figura 3.6 Valores médios de N dos ensaios SPT (RODRIGUEZ, 2013)**

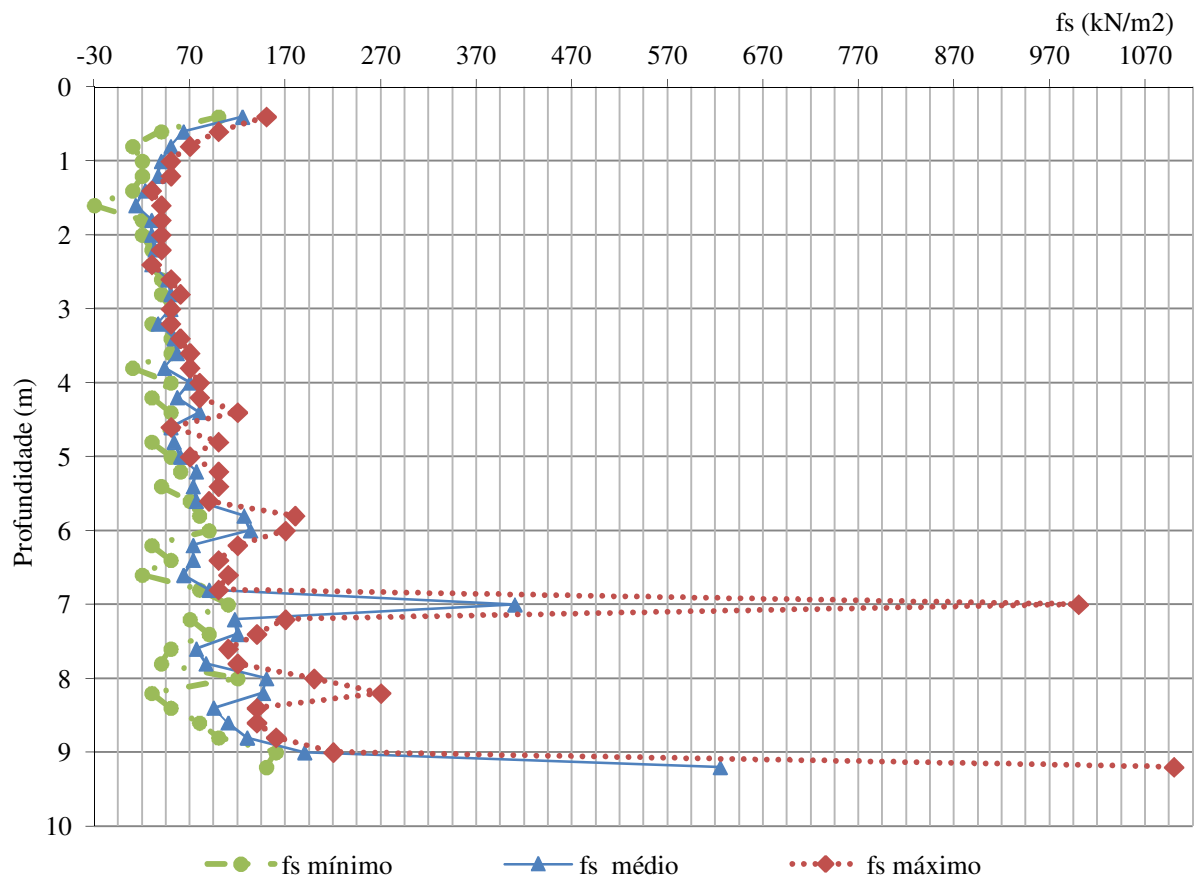


**Figura 3.7 Valores médios de torque máximo dos ensaios SPT-T (RODRIGUEZ, 2013)**

Na figura 3.8 e na figura 3.9 são apresentados os valores médios, máximos e mínimos da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e atrito lateral da haste do cone ( $f_{SPT}$ ), respectivamente obtidos dos 3 ensaios CPT com cone mecânico (CPTM1, CPTM2 e CPTM3) realizados no dia 28/09/2010.

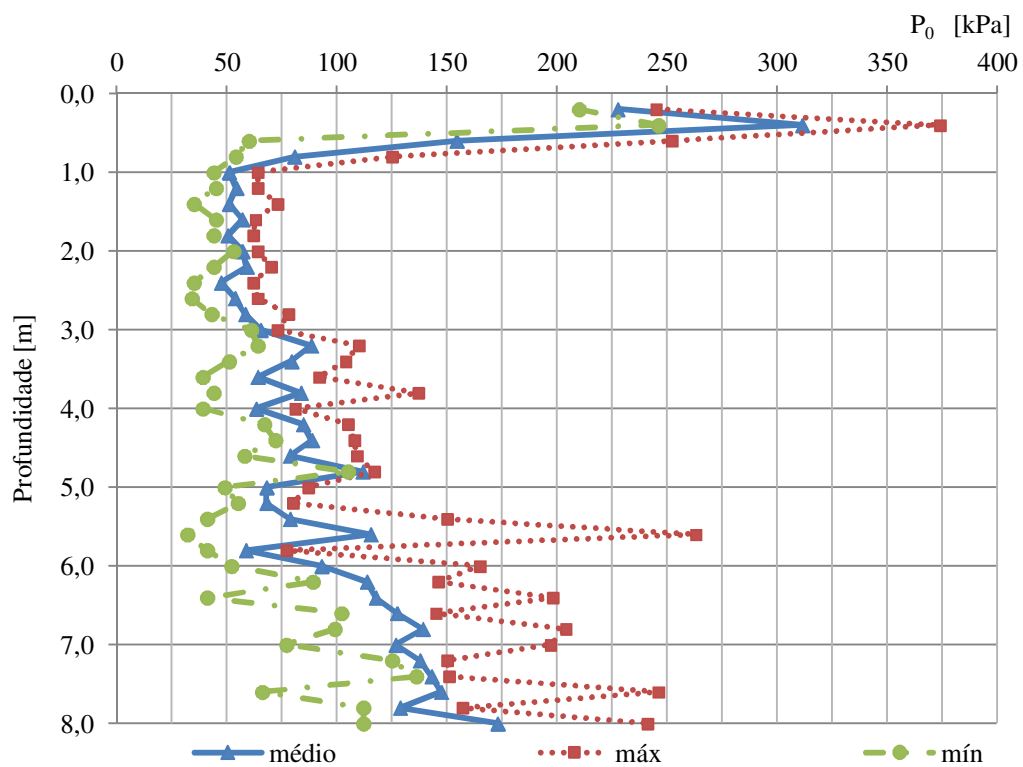


**Figura 3.8 Valores de  $q_c$  dos ensaios CPT (RODRIGUEZ, 2013).**

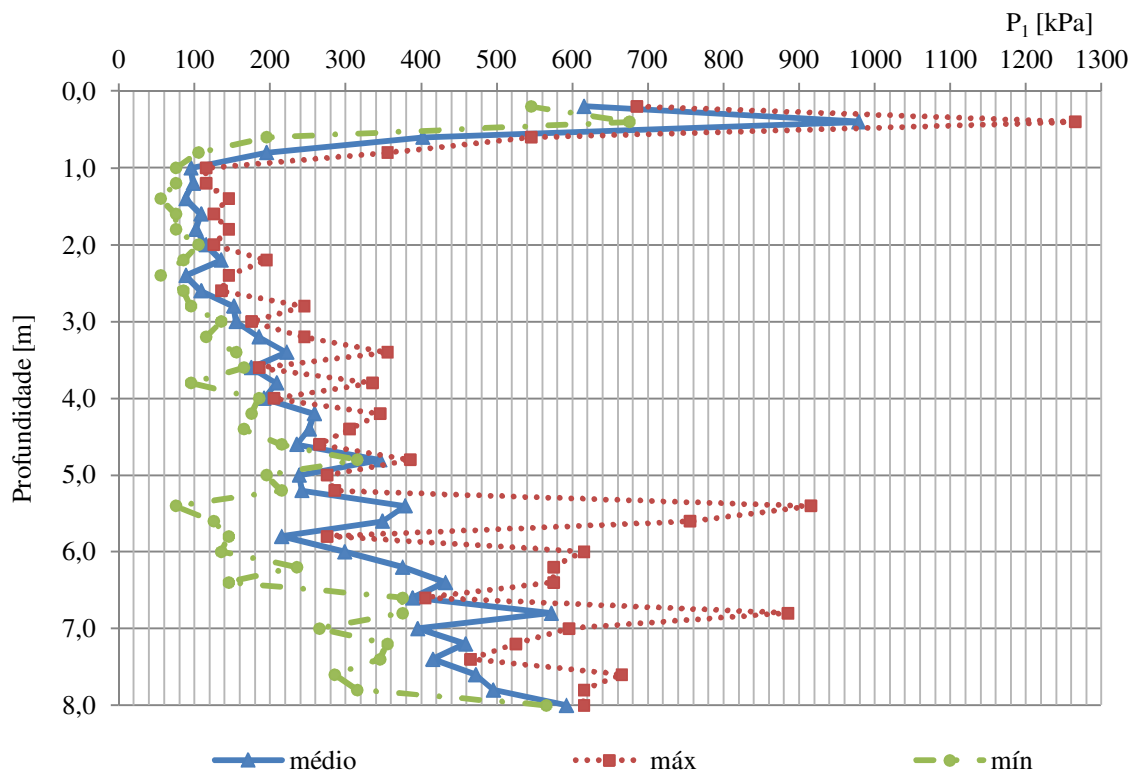


**Figura 3.9 Valores de fs dos ensaios CPT (RODRIGUEZ, 2013).**

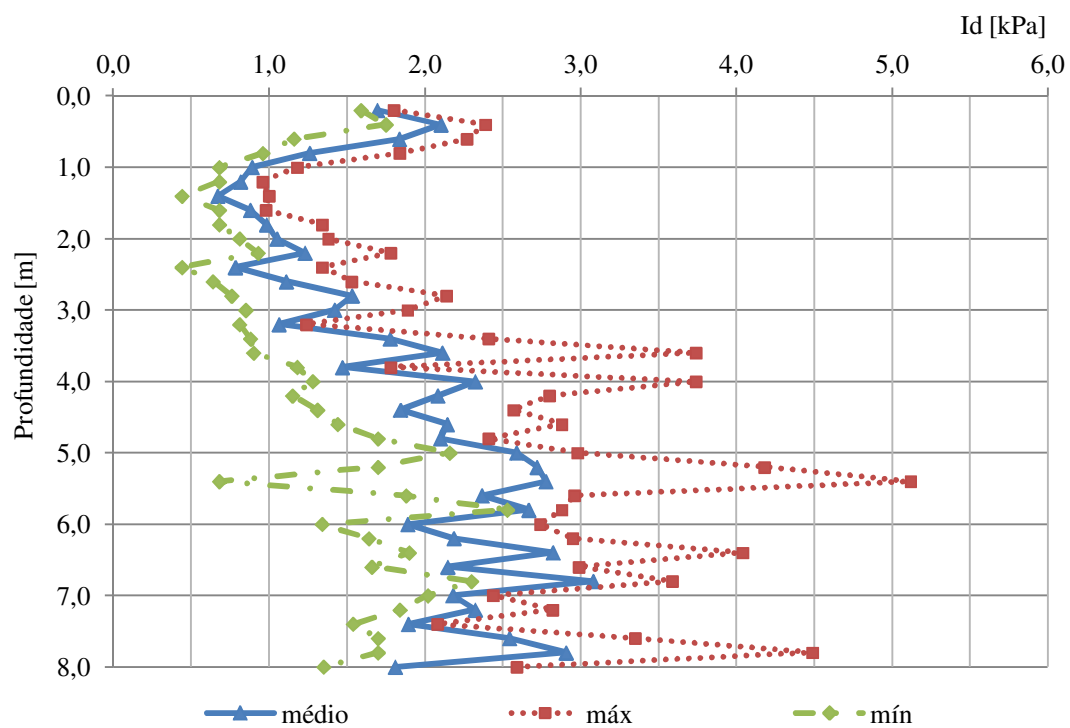
Os valores mínimo, máximo e médio dos resultados dos 3 ensaios DMT (DMT-4, DMT-5 e DMT-6), realizados no dia 29/06/2011 no Campo Experimental - 2, estão nas figuras 3.10, 3.11, 3.12 e 3.13 que apresentam respectivamente, resultados de pressão inicial do repouso para o início do ensaio ( $P_0$ ), pressão final de expansão completa da membrana de 1.1mm ( $P_1$ ), índice do material do solo ( $I_d$ ) e índice de tensão horizontal ( $K_d$ ).



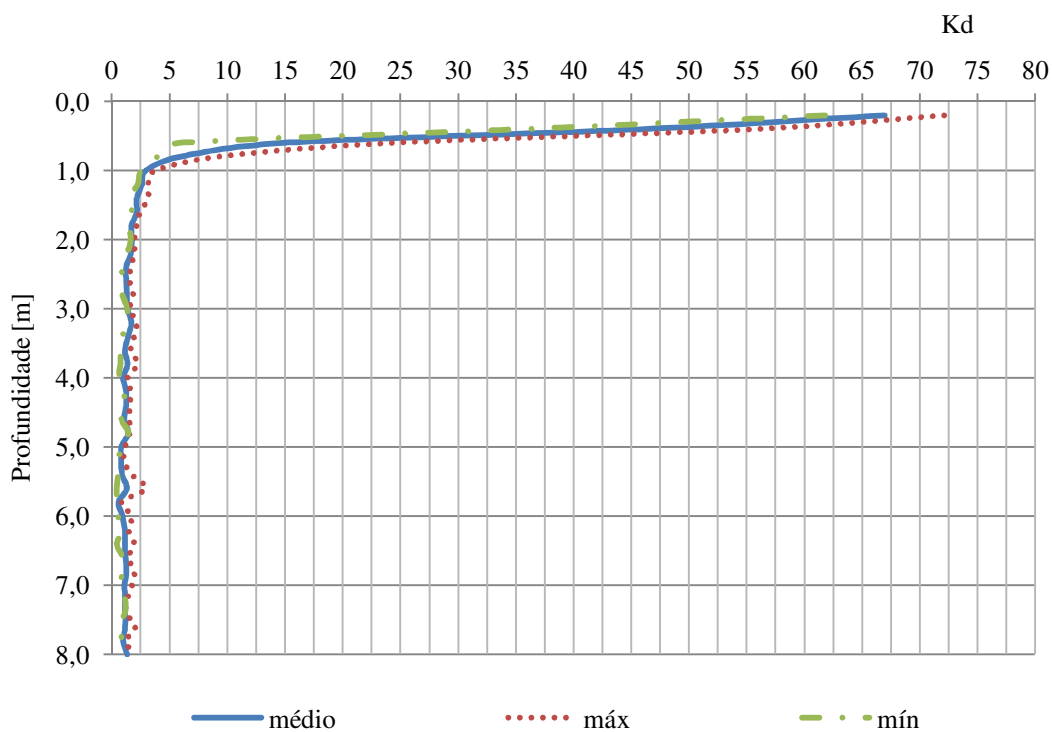
**Figura 3.10 Valores de  $P_0$  dos ensaios DMT.**



**Figura 3.11 Valores de  $P_1$  dos ensaios DMT.**

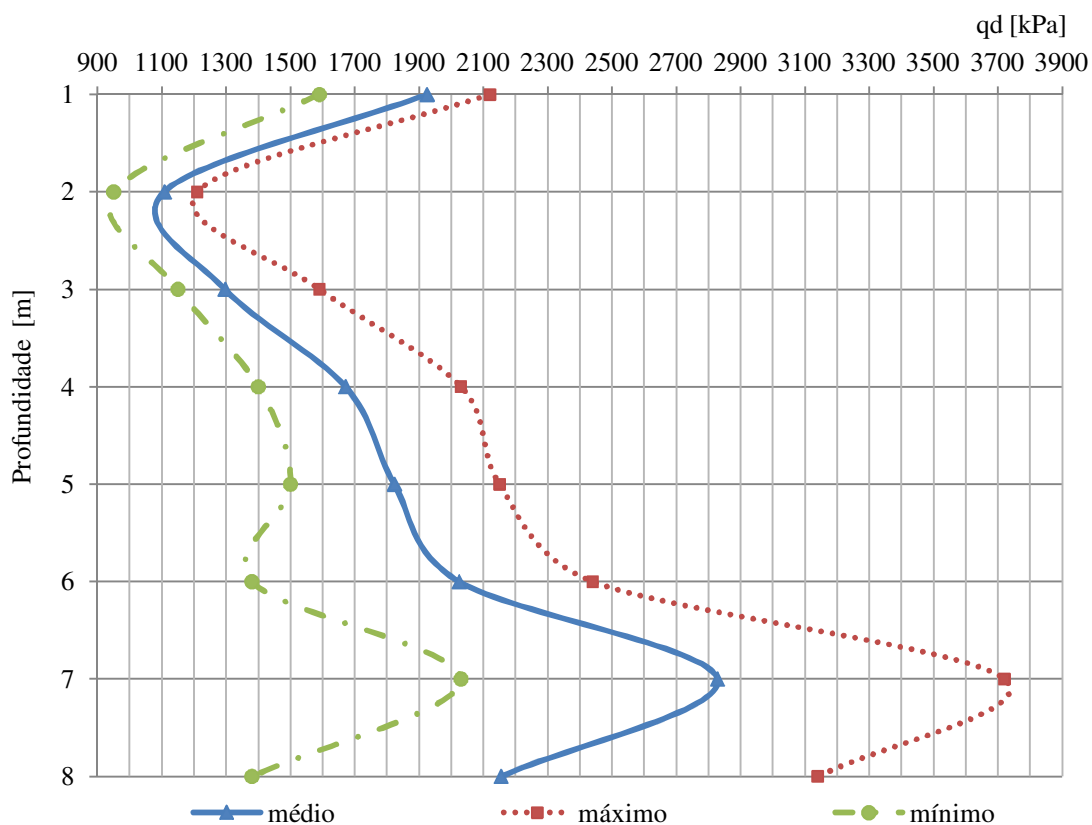


**Figura 3.12 Valores de Id dos ensaios DMT.**



**Figura 3.13 Valores de Kd dos ensaios DMT.**

As médias dos resultados dos 6 ensaios de DPL executados no dia 04/05/2010, no Campo Experimental-2 da UNICAMP estão representadas nas figuras 3.14, 3.15 e 3.16, sendo respectivamente os valores de resistência de ponta ( $q_d$ ), atrito lateral ( $f_{SDPL}$ ) e número de golpes para a cravação de 10cm ( $N_{10}$ ).



**Figura 3.14 Valores de  $q_d$  dos ensaios DPL.**

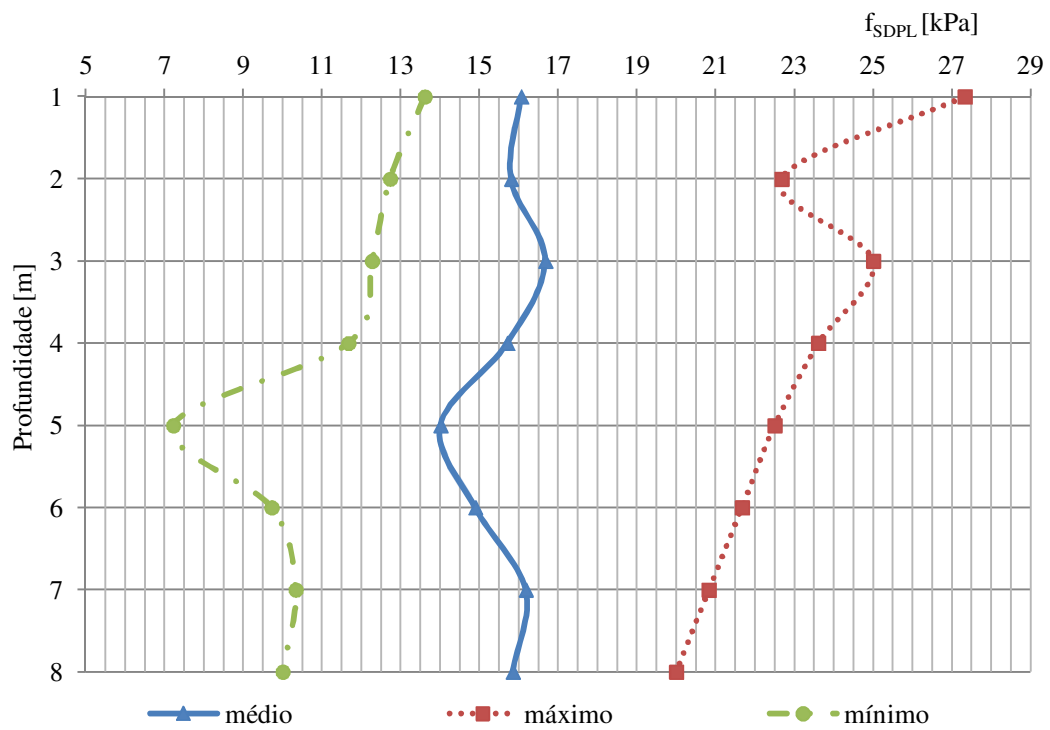


Figura 3.15 Valores de  $f_s$  dos ensaios DPL.

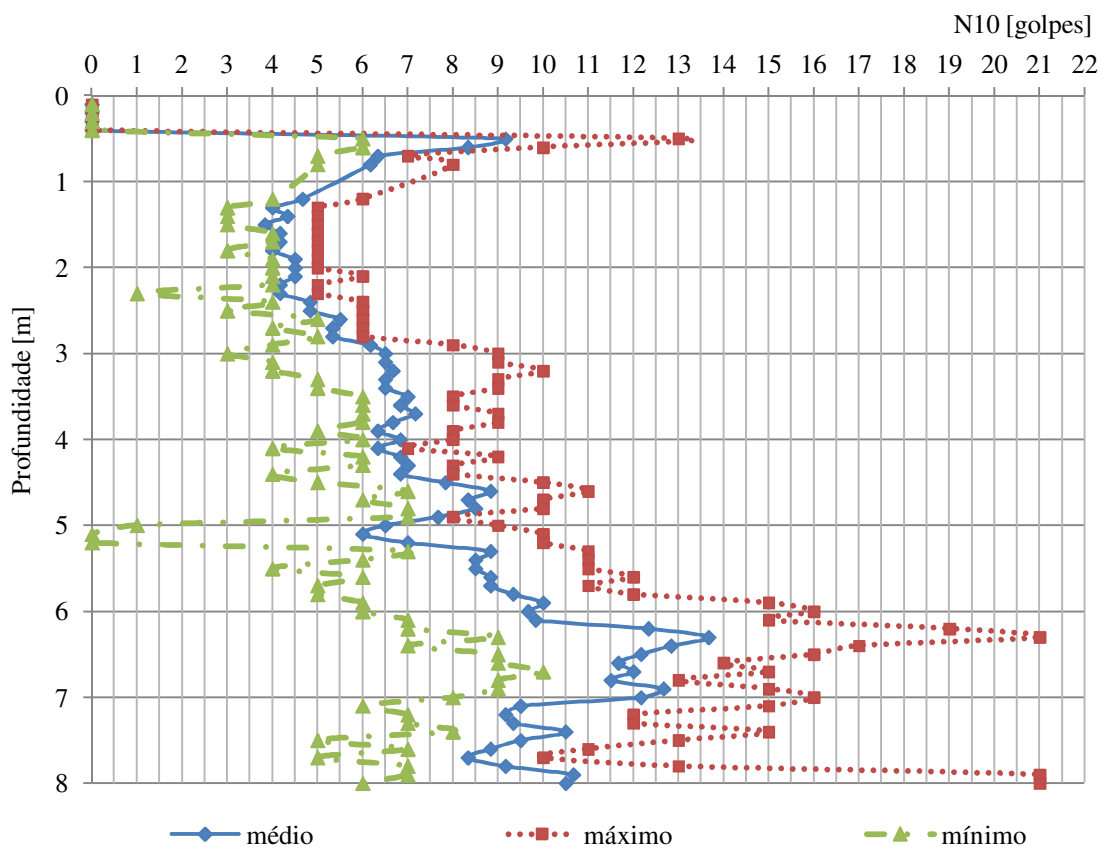


Figura 3.16 Valores de  $N_{10}$  dos ensaios DPL.

## **4 PROVA DE CARGA**

### **4.1 MONTAGEM DA PROVA DE CARGA**

Nessa dissertação foi utilizado para os cálculos e análises, o resultado da prova de carga estática realizada em uma estaca escavada e instrumentada de diâmetro 0,25m e comprimento igual a 5m. Esta estaca foi executada no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp.

A execução da estaca foi através de um trado helicoidal conectado a uma haste metálica acoplado a um caminhão, compondo o sistema de perfuração mecânica. Para propiciar melhor distribuição da carga ao longo do fuste, a estaca foi integralmente armada com 4 barras de aço CA50A ( $\varnothing = 10\text{mm}$ ) e estribo helicoidal de aço CA50 ( $\varnothing = 6,5\text{mm}$ ). O concreto utilizado na estaca possuía 25MPa (28 dias).

As estacas de reação R3 e R6 foram do tipo escavada com 0,60m de diâmetro e 9m de comprimento. Elas foram projetadas para resistir a esforços de tração provocados pelo sistema de reação e foram armadas apenas até 2m de profundidade por 10 barras de aço CA50A ( $\varnothing = 10\text{mm}$ ) e estribo helicoidal de aço CA50 ( $\varnothing = 6,5\text{mm}$ ). Além disso foi inserido em todo o seu comprimento um tirante Dywidag ( $\varnothing = 32\text{mm}$ ).

De acordo com a ABNT NBR 12131:2006, a estaca deverá ser carregada até a ruptura, ou ao menos até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. A prova de carga estática analisada nesta dissertação foi realizada de acordo com o carregamento do tipo lento que é descrito a seguir.

O carregamento lento é feito em estágios iguais e sucessivos, sendo que a carga empregada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho da estaca. Em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos, ou no mínimo até 30 min. A estabilização dos deslocamentos é admitida quando a leitura realizada nos tempos  $t$  e  $t/2$  corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio. (entre o deslocamento de estabilização do estágio anterior e o atual) (ABNT NBR 12131:2006).

A leitura dos deslocamentos é realizada nos intervalos de 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min e posteriormente a cada 30 min até a estabilização dos deslocamentos (ABNT NBR 12131:2006).

Quando a ruptura do sistema solo - estaca não é atingida, a carga máxima do ensaio deve permanecer durante 12 h entre a estabilização do recalque e o início do descarregamento. O descarregamento foi realizado em quatro estágios, mantendo-se cada um no mínimo durante 15 min de acordo com a ABNT NBR 12131:2006.

#### 4.2 RESULTADO DA PROVA DE CARGA

Na figura 4.1 é apresentada a curva carga vs. recalque, obtida da prova de carga estática realizada na estaca escavada, de pequeno diâmetro, no solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp. O carregamento máximo aplicado na estaca foi de 180 kN e o recalque máximo correspondente foi de 45,61mm. Efetuou-se o descarregamento em estágios de 25% da carga máxima.

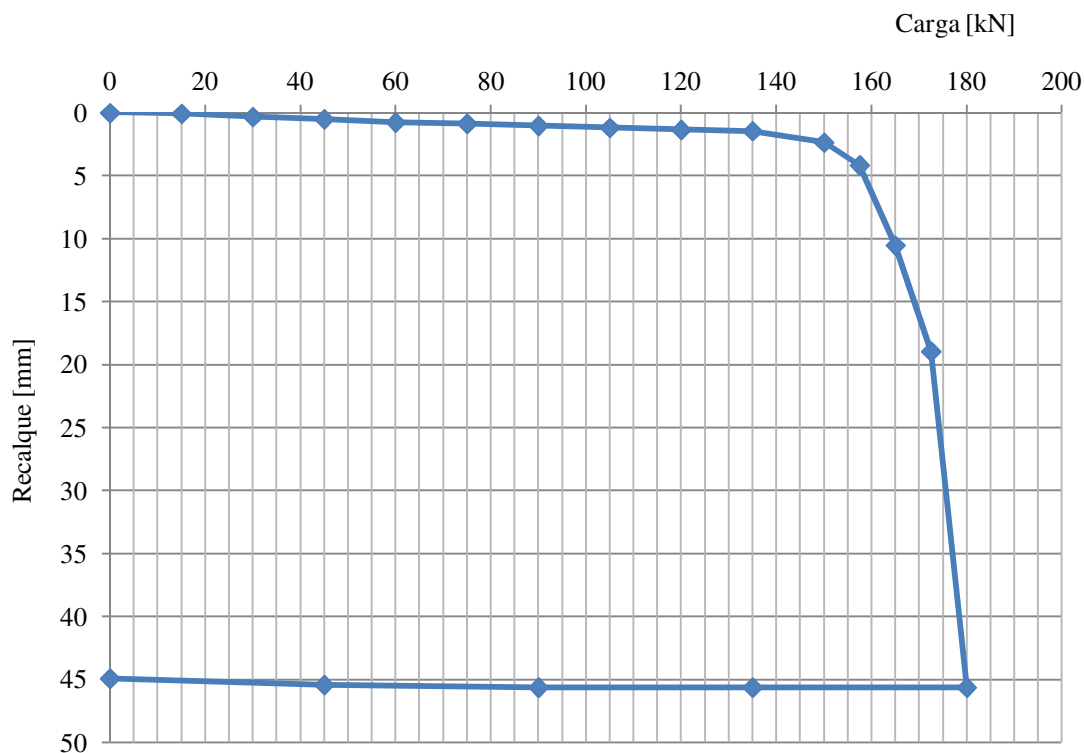
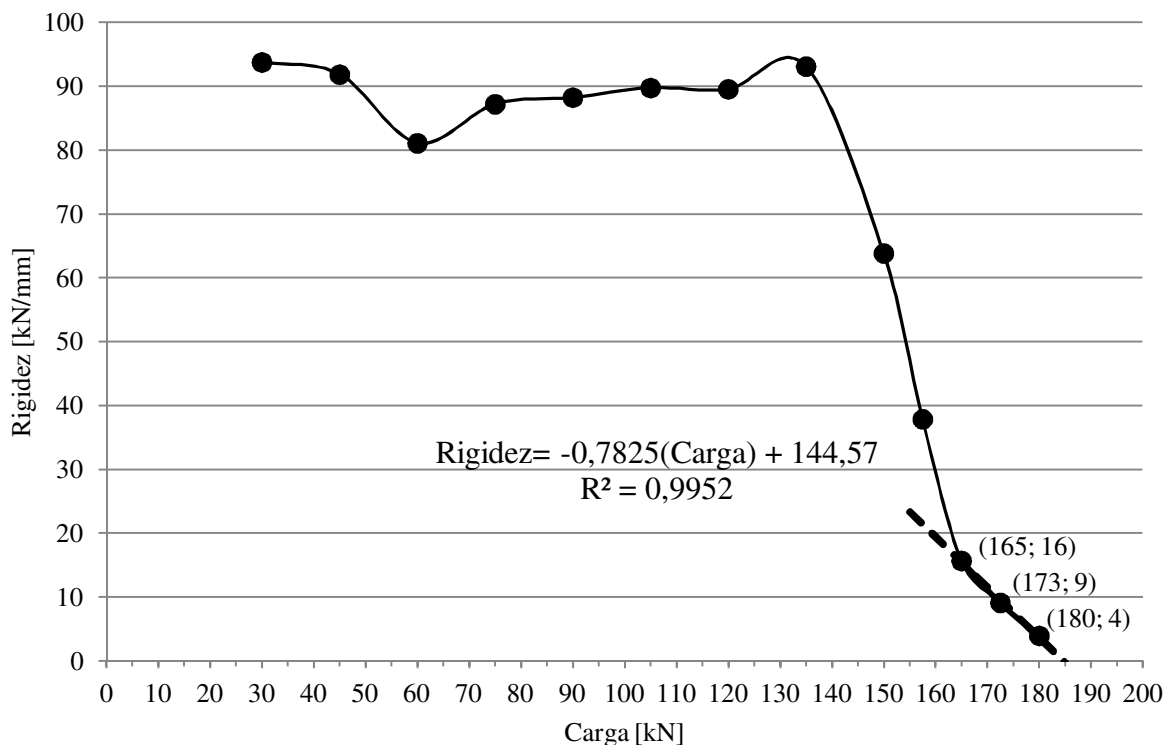


Figura 4.1 Curva carga vs. recalque da prova de carga

Décourt (2008) afirma que estacas escavadas submetidas à prova de carga não apresentam ruptura nítida. A relação entre a rigidez da estaca escavada e a carga a ela aplicada

não é linear e tende a uma assintota sub-horizontal. Nesse caso é aplicável o conceito de carga de ruptura convencional.

Porém, quando o critério de rigidez de Décourt (1998) foi utilizado na análise da curva carga vs. recalque da figura 4.1, observou-se que o trecho final da curva carga aplicada vs. rigidez aproximou-se de uma reta (figura 4.2), cujo intercepto com o eixo das abscissas forneceu uma carga de ruptura de 185 kN.



**Figura 4.2 Gráfico de carga vs. rigidez aplicada do critério de Décourt (1998).**

Os métodos descritos no item 2.6.1 dessa dissertação foram utilizados para a análise da curva carga vs. recalque e na tabela 4.1 encontram-se os resultados atribuídos por cada um dos métodos utilizados. Para a análise comparativa entre os resultados dos métodos semi-empíricos de cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca, será utilizado o valor de  $R_{PCE} = 183$  kN, que é a média aritmética dos valores da carga de ruptura dos métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque, que assumem ruptura física do sistema solo-estaca (Tabela 4.1).

**Tabela 4.1 Valores de carga de ruptura a partir da análise da curva carga vs. recalque.**

| Métodos                 | Carga de ruptura [kN] | Tipo de ruptura | Tipo de Método |
|-------------------------|-----------------------|-----------------|----------------|
| Van der Veen (1953)     | 180                   | física          | extrapolação   |
| Chin Kondner (1971)     | 183                   | física          | extrapolação   |
| Décourt (1998)          | 185                   | física          | extrapolação   |
| Terzaghi (1943)         | 176                   | convencional    | análise        |
| Hansen (1963)           | 147                   | convencional    | análise        |
| De Beer e Walays (1972) | 135                   | convencional    | análise        |
| NBR 6122:2010           | 161                   | convencional    | análise        |
| Davisson (1972)         | 165                   | convencional    | análise        |

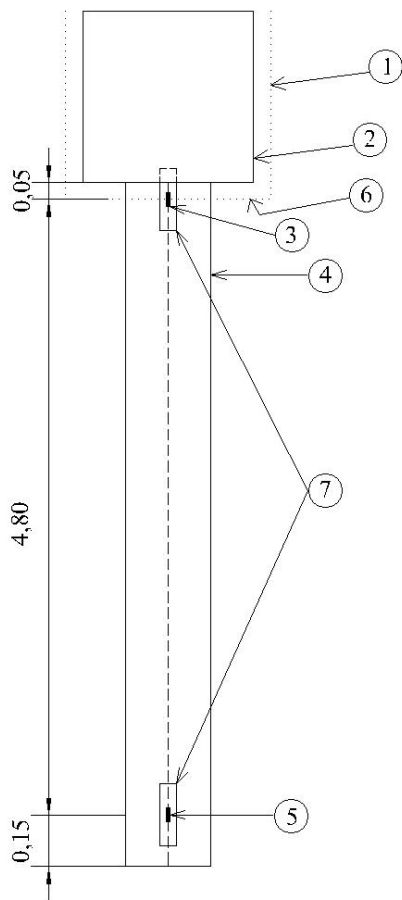
### **4.3 INSTRUMENTAÇÃO DA ESTACA**

A instrumentação da estaca foi realizada em dois pontos, sendo que em cada ponto havia uma barra de aço CA50 ( $\varnothing = 12,5\text{mm}$  e comprimento= 0,40m) instrumentada por 4 extensômetros elétricos. Este sistema foi calibrado antes de ser inserido na estaca. Devido ao pequeno comprimento da estaca, optou-se por instalar extensômetros no topo e na ponta da estaca. Na figura 4.3 apresenta-se um croqui da instrumentação realizada na estaca.

Adotou-se o uso dos extensômetros elétricos (strain-gages) ligados em ponte completa ou roseta dupla 90°, com a finalidade de anular efeitos de flexão e temperatura, obtendo-se somente as deformações específicas geradas pelo carregamento axial.

Os extensômetros elétricos foram protegidos contra umidade e choque mecânico através da aplicação de resina apropriada e manta protetora contra o impacto e a umidade.

Com a finalidade de obter uma seção de referência para o cálculo do módulo de elasticidade da estaca, o solo em torno da estaca foi escavado a partir da superfície até a profundidade de 0,10m, de maneira que nenhuma parcela da carga aplicada na cabeça da estaca fosse absorvida pelo solo até esta profundidade.



### LEGENDA

- ① Isopor lateral ( espessura= 0,05 m)
- ② Bloco
- ③ Extensômetro de referência (Topo)
- ④ Estaca
- ⑤ Extensômetro de ponta (Ponta)
- ⑥ Isopor de base ( espessura= 0,05 m)
- ⑦ Barra de aço ( comprimento= 0,40 m)

**Figura 4.3 Croqui da instrumentação realizada na estaca.**

O extensômetro instalado no topo da estaca teve como objetivo fornecer dados para o cálculo do módulo de elasticidade da estaca, através da seguinte equação:

$$\varepsilon = \frac{l-l_0}{l_0} = \frac{F}{EA} \quad (4.1)$$

onde:

$\varepsilon$  = deformação específica [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ];

$l$  = medida do comprimento da seção para cada carga aplicada;

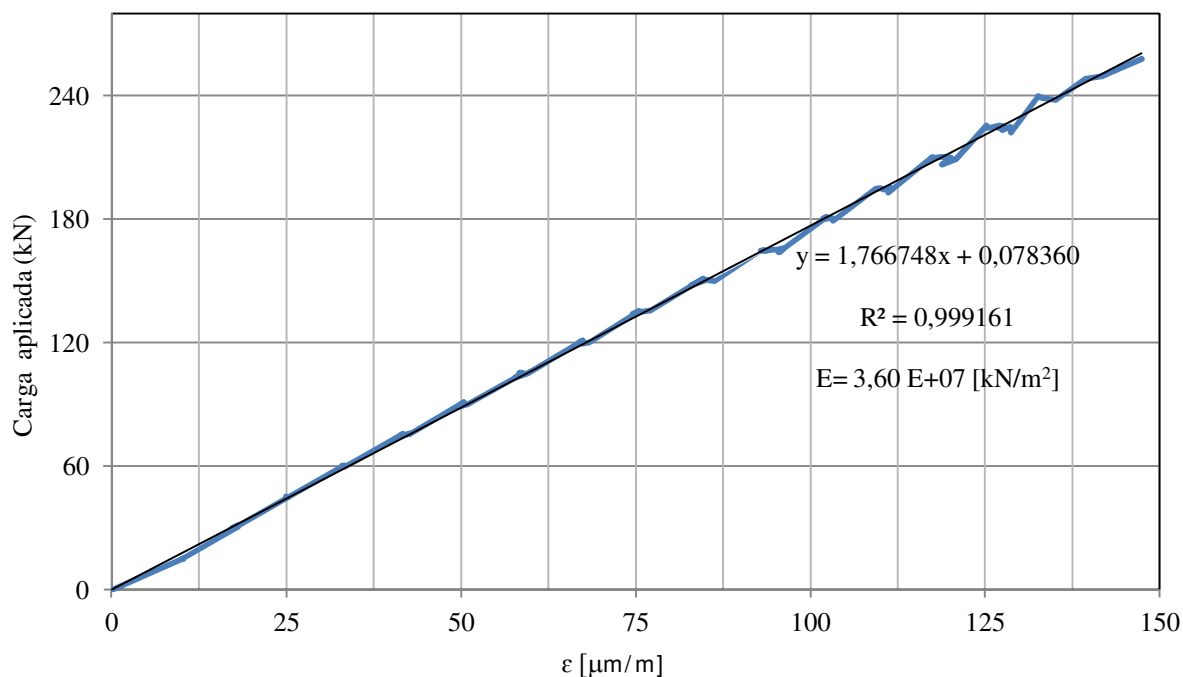
$l_0$  = medida do comprimento da seção inicial;

$F$  = carga aplicada na estaca [kN];

$E$  = módulo de elasticidade da estaca [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ];

$A$  = área da seção transversal da estaca [ $\text{m}^2$ ].

Pode-se observar na figura 4.4 o gráfico de carga aplicada vs. deformação específica utilizado para o cálculo do módulo de elasticidade da estaca em estudo.



**Figura 4.4 Curva carga vs. deformação específica do topo da estaca.**

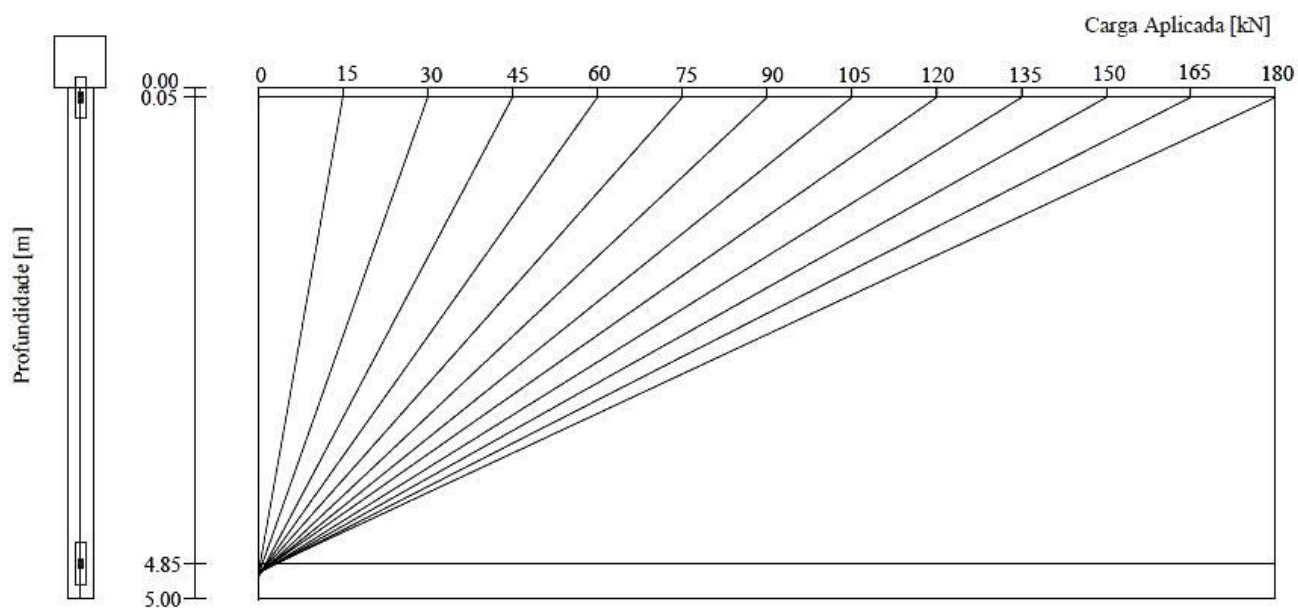
Com o valor do módulo de elasticidade, a equação 4.1 foi novamente utilizada para o cálculo da carga transmitida à ponta da estaca em cada carregamento aplicado na mesma. Na tabela 4.2 encontram-se os valores da carga de ponta obtidos pela instrumentação e sua porcentagem com relação à carga aplicada na estaca.

O gráfico da figura 4.5 demonstra que a estaca escavada utilizada nesse estudo é tipicamente uma estaca de atrito. Na figura 4.6 apresentam-se os gráficos de distribuição do atrito lateral em profundidade.

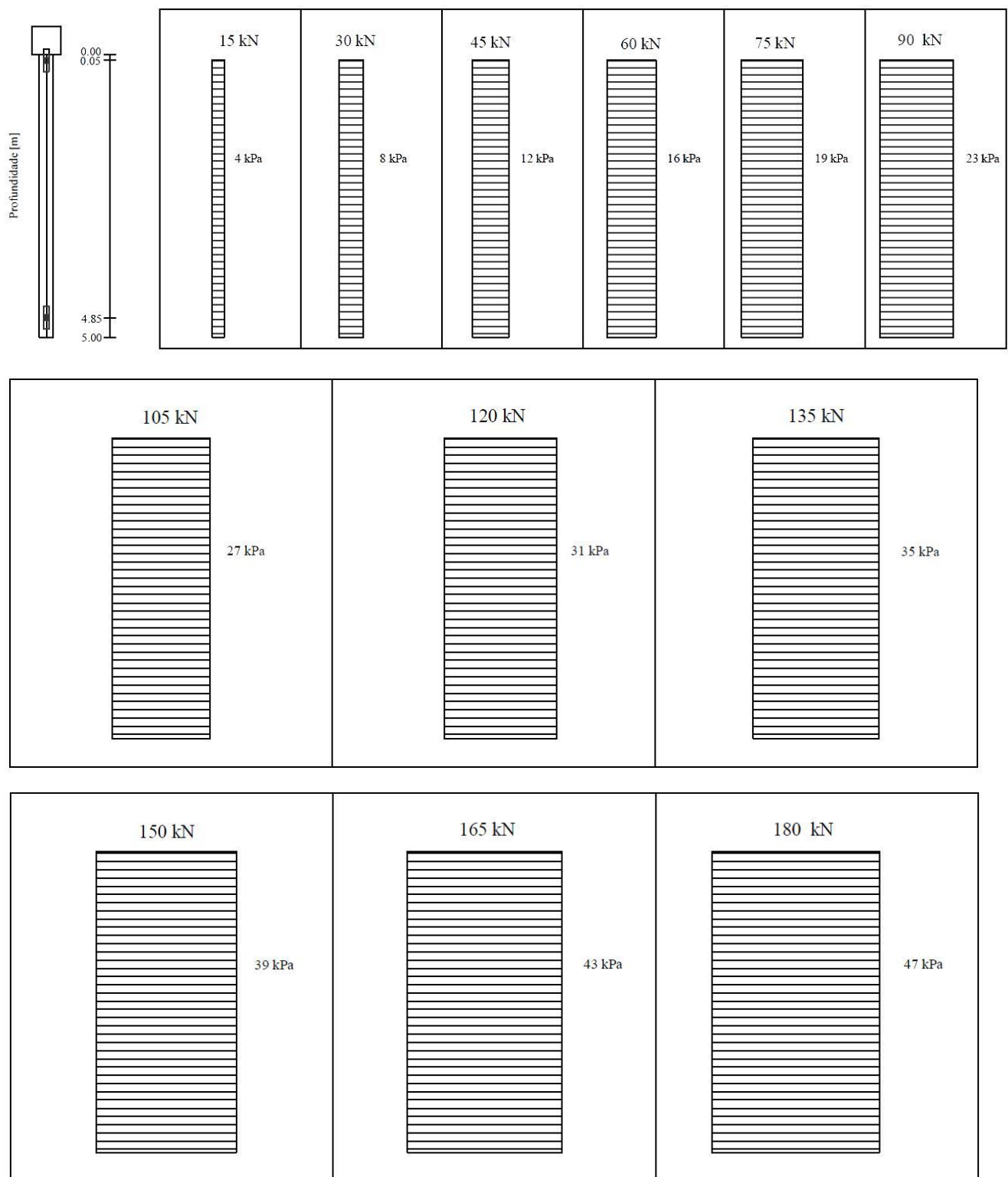
**Tabela 4.2 Valores de carga de topo e ponta da estaca instrumentada.**

| Célula de Carga<br>[kN] | Carga no nível<br>[kN] |         | % de ponta |
|-------------------------|------------------------|---------|------------|
|                         | 4,85m                  | Ponta * |            |
| 0                       | 0,0                    | 0       | 0,0        |
| 15                      | 0,4                    | 0       | 0,0        |
| 30                      | 0,7                    | 0       | 0,0        |
| 45                      | 1,3                    | 0       | 0,0        |
| 60                      | 1,5                    | 0       | 0,0        |
| 75                      | 1,8                    | 0       | 0,0        |
| 90                      | 2,2                    | 0       | 0,0        |
| 105                     | 2,4                    | 0       | 0,0        |
| 120                     | 2,4                    | 0       | 0,0        |
| 135                     | 2,9                    | 0       | 0,0        |
| 150                     | 3,1                    | 0       | 0,0        |
| 165                     | 3,3                    | 0       | 0,0        |
| 180                     | 3,1                    | 0       | 0,0        |

\* Valores extrapolados



**Figura 4.5 Gráfico de transferência de carga.**



**Figura 4.6 Distribuição do atrito lateral.**

## 5 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

São apresentados nesse capítulo os resultados obtidos para a estimativa da capacidade de carga por meio do emprego dos métodos semi-empíricos, comparando-os com o resultado da prova de carga estática à compressão de carregamento lento ( $R_{PCE} = 183\text{kN}$ ).

Os métodos citados no parágrafo anterior estão descritos no item 2 (Revisão da Literatura) desta dissertação de mestrado.

Foi adotado para a análise dos valores estimados pelos métodos semi-empíricos o limite de  $\pm 20\%$  da carga de ruptura obtida da prova de carga. Este critério foi baseado no trabalho de Fellenius (1980), que através de observações de resultados de provas de carga verificou que a porcentagem de erro ocasionado pela imprecisão dos equipamentos (macaco hidráulico e célula de carga) seria a responsável por imbutir no valor da capacidade de carga a margem de erro de aproximadamente 20%. O autor afirmou que quando o objetivo é a otimização econômica de projetos de fundações, o limite de incerteza aceitável para a capacidade de carga do sistema solo - estaca não deve ultrapassar 20 a 25%. Além disso, pode-se observar que o limite de  $\pm 20\%$  da carga de ruptura é usualmente adotado em publicações nacionais e internacionais.

O tipo de solo considerado para a escolha dos coeficientes empíricos dos métodos semi-empíricos foi de acordo com a classificação obtida no ensaio SPT-T, ou seja argila siltosa até 7 metros de profundidade. Com exceção dos seguintes métodos:

- Método de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981) – foi adotado tipo de solo residual de gnaiss silto-arenoso submerso (RJ), já que o método não apresentou coeficientes específicos para argila siltosa;

- Método de Nilsson (2003) – apresentou coeficientes específicos para Campinas, caracterizando o solo da região como Argila porosa colapsível.

Na tabela 5.1 são apresentados os resultados do cálculo da carga de ruptura através dos métodos semi-empíricos ( $R_{calc}$ ). A representação gráfica destes valores pode ser observada na figura 5.1.

**Tabela 5.1 Carga de ponta ( $R_p$ ), carga lateral ( $R_L$ ) e carga de ruptura ( $R_{CALC}$ ), obtidas dos métodos semi-empíricos.**

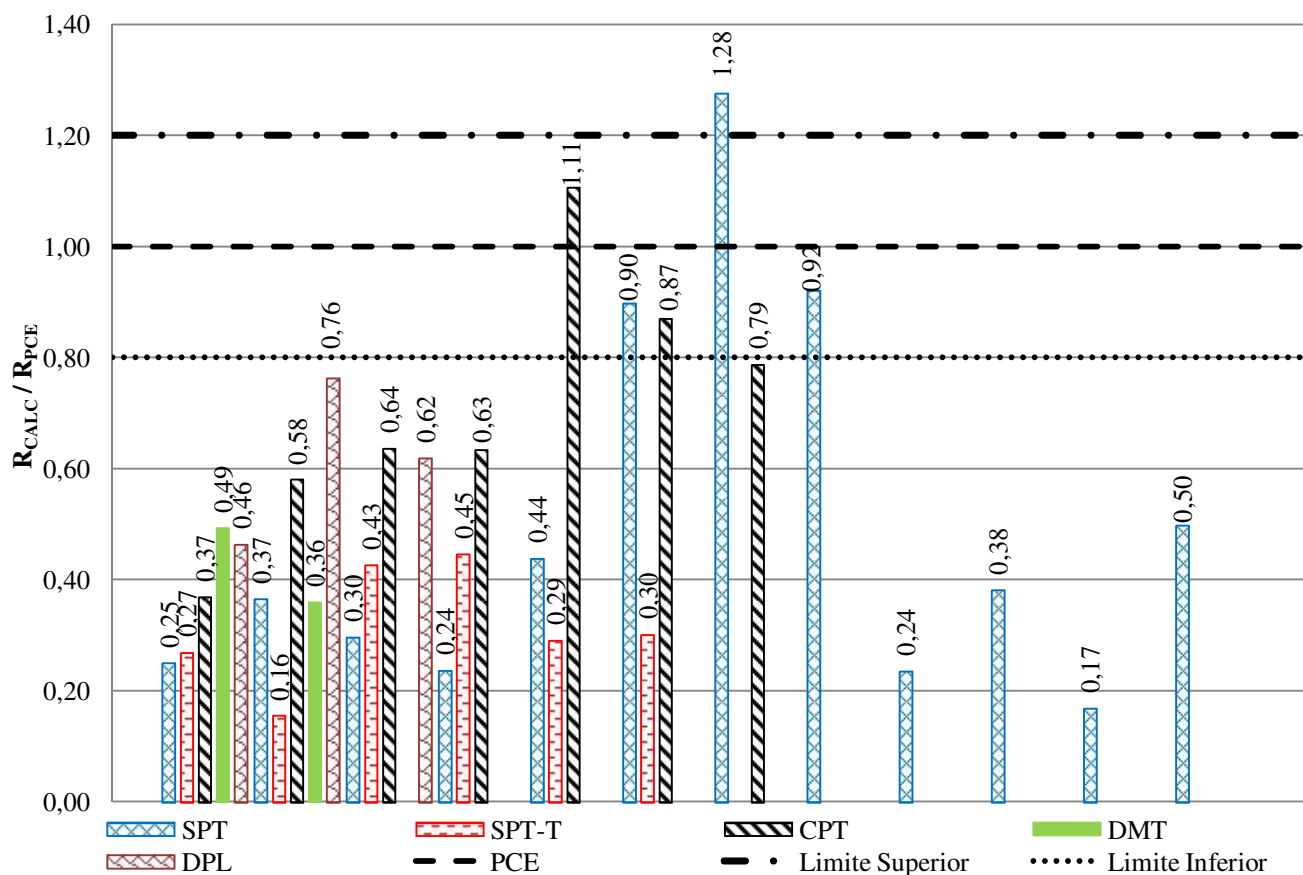
|       | Método                                  | $R_p$<br>[kN] | $R_L$<br>[kN] | $R_{CALC}$<br>[kN] | $R_{CALC}/R_{PCE}$ | $R_{LCALC}/R_{LPCE}$ | $R_L/R_p$ | $R_p/R_{CALC}$<br>[%] |
|-------|-----------------------------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|----------------------|-----------|-----------------------|
| SPT   | Aoki e Velloso (1975)                   | 22            | 24            | 46                 | 0,25               | 0,13                 | 1,1       | 47%                   |
|       | Aoki e Velloso por Laprovitera (1988)   | 16            | 51            | 67                 | 0,37               | 0,28                 | 3,1       | 25%                   |
|       | Aoki e Velloso por Alonso (1981)        | 32            | 22            | 54                 | 0,30               | 0,12                 | 0,7       | 60%                   |
|       | Meyerhof (1976)                         | 35            | 8             | 43                 | 0,24               | 0,04                 | 0,2       | 82%                   |
|       | Décourt e Quaresma (1978, 1996)         | 24            | 56            | 80                 | 0,44               | 0,31                 | 2,4       | 30%                   |
|       | Décourt e Quaresma (1978, 1996)*        | 24            | 140           | 164                | 0,90               | 0,76                 | 5,9       | 14%                   |
|       | Décourt e Quaresma (1978, 1996) **      | 24            | 209           | 233                | 1,28               | 1,15                 | 8,9       | 10%                   |
|       | Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)     | 102           | 66            | 168                | 0,92               | 0,36                 | 0,6       | 61%                   |
|       | Milititsky e Alves (1985)               | 17            | 26            | 43                 | 0,24               | 0,14                 | 1,5       | 39%                   |
|       | Teixeira (1996)                         | 28            | 42            | 70                 | 0,38               | 0,23                 | 1,5       | 40%                   |
|       | Vorcaro e Velloso (2000)                | -             | -             | 31                 | 0,17               | -                    | -         | -                     |
|       | UFRGS (2005)                            | 59            | 32            | 91                 | 0,50               | 0,18                 | 0,5       | 65%                   |
| SPT-T | Alonso (1996)                           | 22            | 27            | 49                 | 0,27               | 0,15                 | 1,3       | 44%                   |
|       | Décourt (1998)                          | 7             | 21            | 28                 | 0,16               | 0,11                 | 2,9       | 26%                   |
|       | Camapum de Carvalho et al. (1998)<br>AV | 22            | 56            | 78                 | 0,43               | 0,31                 | 2,6       | 28%                   |
|       | Camapum de Carvalho et al. (1998)<br>DC | 24            | 58            | 82                 | 0,45               | 0,32                 | 2,4       | 29%                   |
|       | Ranzini (2000)                          | 2             | 51            | 53                 | 0,29               | 0,28                 | 29,5      | 3%                    |
|       | Peixoto (2001)                          | 24            | 31            | 55                 | 0,30               | 0,17                 | 1,3       | 43%                   |
| CPT   | Aoki e Velloso (1975)                   | 35            | 32            | 67                 | 0,37               | 0,18                 | 0,9       | 53%                   |
|       | Penpile (1978)                          | 28            | 78            | 106                | 0,58               | 0,43                 | 2,8       | 26%                   |
|       | Schmertmann e Nottingham (1978)         | 14            | 102           | 116                | 0,64               | 0,56                 | 7,1       | 12%                   |
|       | DeRuiter e Beringen (1979)              | 25            | 91            | 116                | 0,63               | 0,50                 | 3,7       | 21%                   |
|       | Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)     | 95            | 107           | 202                | 1,11               | 0,59                 | 1,1       | 47%                   |
|       | Bustamante e Ganeselli-LCPC (1982)      | 41            | 118           | 159                | 0,87               | 0,65                 | 2,9       | 26%                   |
|       | Philipponnat (1980)                     | 56            | 88            | 144                | 0,79               | 0,48                 | 1,6       | 39%                   |
| DMT   | Peiffer e Van Impe (1991)               | 24            | 66            | 90                 | 0,49               | 0,36                 | 2,8       | 26%                   |
|       | Powell et al. (2001)                    | 10            | 56            | 66                 | 0,36               | 0,31                 | 5,9       | 14%                   |
| DPL   | Nilsson (2003)                          | 10            | 75            | 85                 | 0,46               | 0,41                 | 7,5       | 12%                   |
|       | Silva, Miguel e Belincanta (2005)       | 0             | 139           | 139                | 0,76               | 0,76                 | $\infty$  | 0%                    |
|       | Ávila e Conciani (2006)                 | 28            | 85            | 113                | 0,62               | 0,47                 | 3,0       | 25%                   |

<sup>(1)</sup>AV – método de Aoki e Velloso (1975) utilizado para cálculo de  $R_p$ .

<sup>(2)</sup>DC – método de Décourt e Quaresma (1978) utilizado para o cálculo de  $R_p$ .

\* Método de Décourt e Quaresma (1978) com  $\beta_{DEC}=2$ .

\*\* Método de Décourt e Quaresma (1978) com  $\beta_{DEC}=3$ .



**Figura 5.1** Relação entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semi-empíricos e a obtida da prova de carga estática.

Da figura 5.2 até a figura 5.6, são demonstrados separadamente por tipo de ensaio utilizado no método semi-empírico, os resultados da carga de ruptura contidos na tabela 5.1.

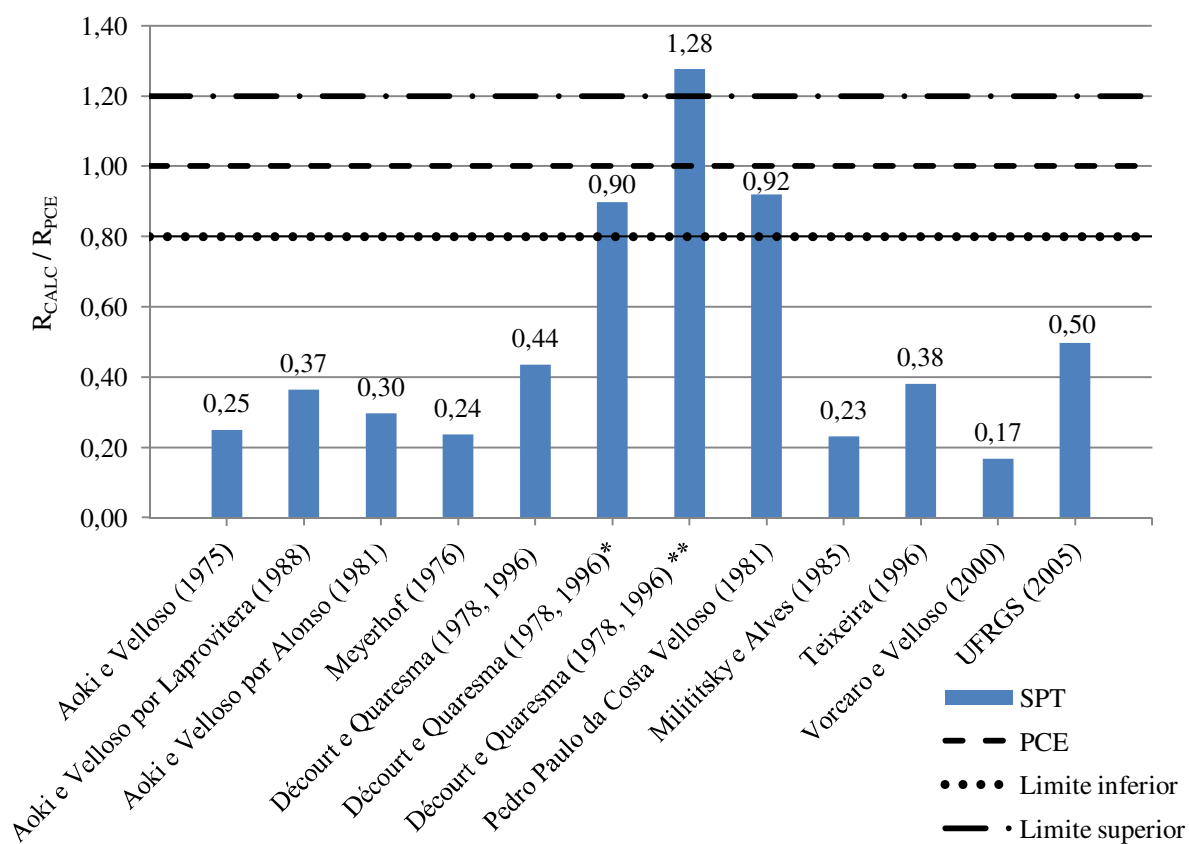


Figura 5.2 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio SPT.

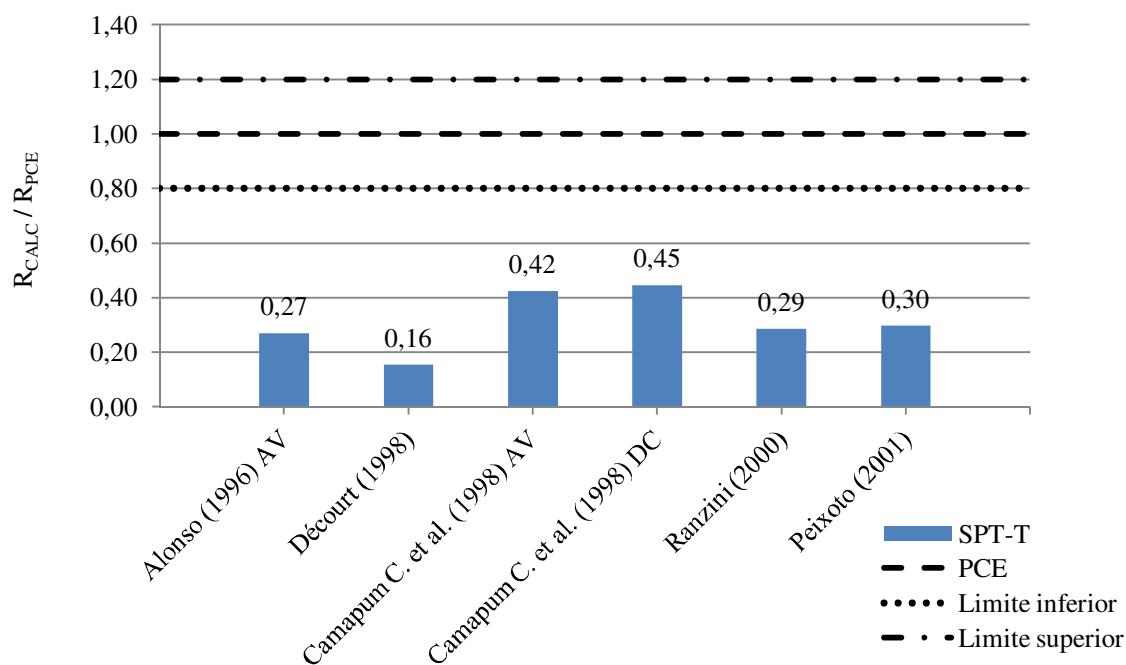


Figura 5.3 Resultados da capacidade de carga por métodos que utilizam o ensaio SPT-T.

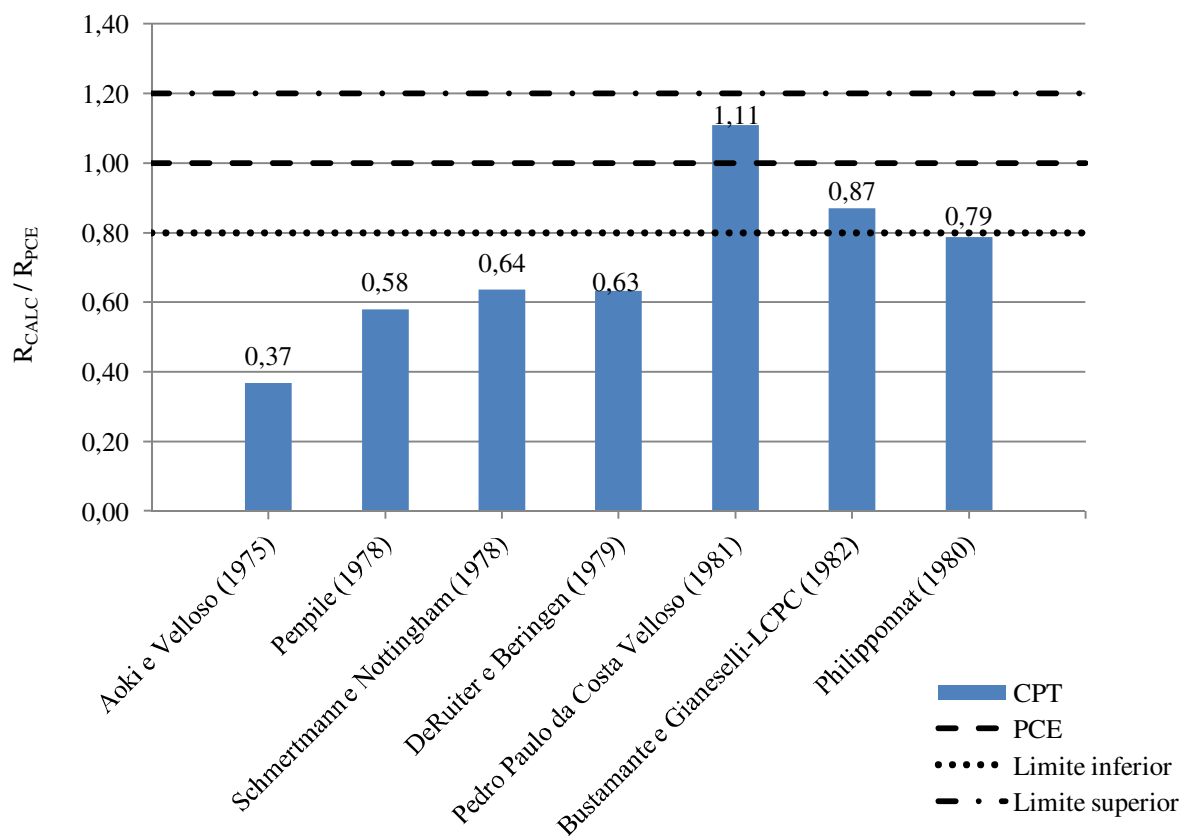


Figura 5.4 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio CPT.

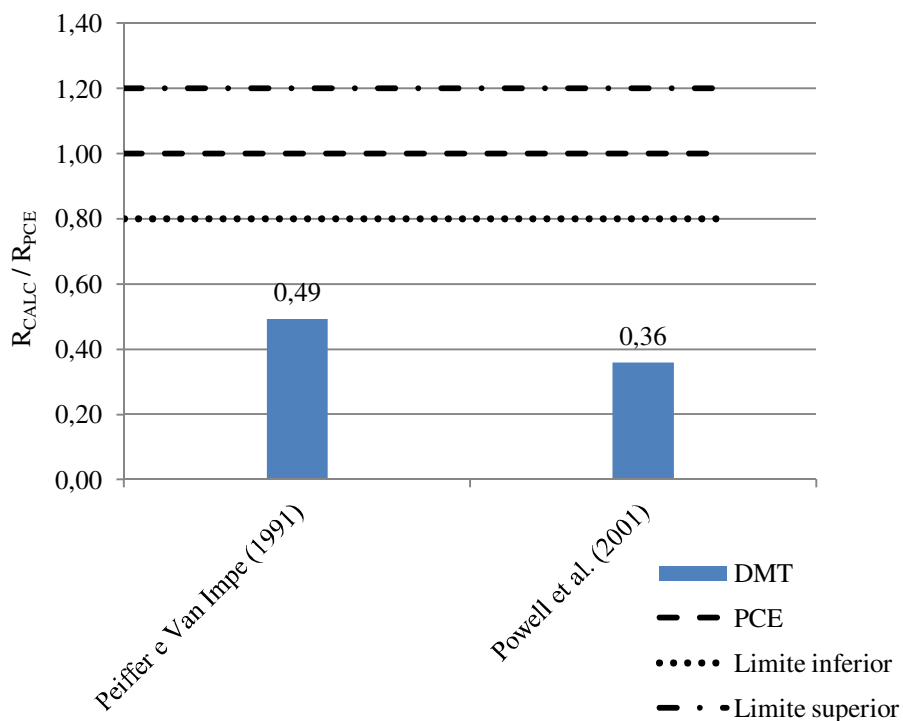


Figura 5.5 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio DMT.

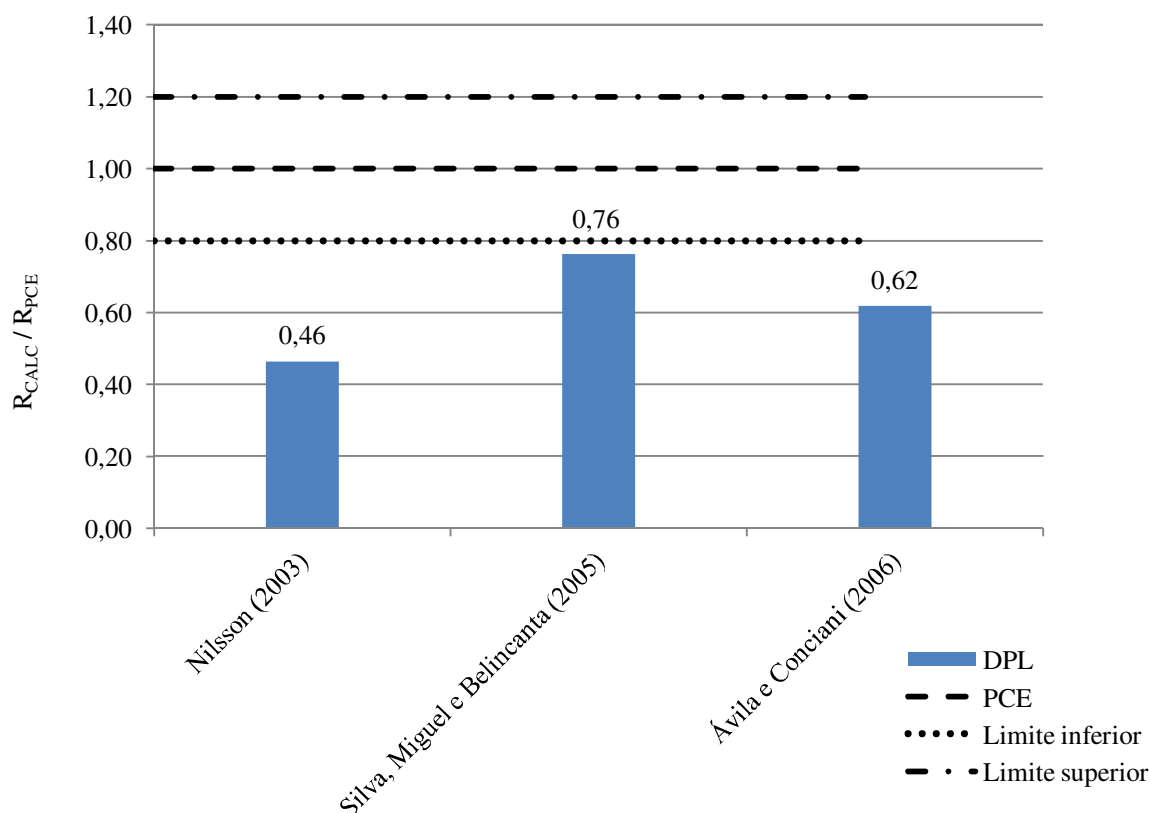


Figura 5.6 Capacidade de carga calculada por métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio DPL.

## 5.1 CRITÉRIOS PARA ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise dos resultados foi feita de forma a agrupar os métodos semi-empíricos cuja formulação se assemelha em pelo menos uma das características: tipo de ruptura convencional ou física e distribuição da capacidade de carga total em carga de ponta e lateral. Assim, foram estabelecidos critérios para a comparação entre os resultados gerados pelos métodos semi-empíricos e com isso foi possível determinar aqueles mais adequados ao uso na previsão da capacidade de carga do sistema solo-estaca em estudo.

Tendo em vista as diferentes considerações adotadas na formulação de cada método semi-empírico, a comparação simples e direta entre os seus resultados pode acarretar em equívocos na análise. Por esta razão é importante primeiramente agrupar os resultados seguindo uma determinada característica de semelhança, para então proceder-se com a análise comparativa dentro desse grupo.

Segundo Amann (2010) é importante saber que o critério de ruptura considerado na concepção de um método semi-empírico faz parte inerente de sua formulação. Quando o objetivo é avaliar o método em si, compará-lo com aqueles que adotam outros critérios de ruptura é inadequado.

Além disso é importante seguir o critério do item 8.2.1.2 da NBR6122:2010 – “*No caso específico de estacas escavadas, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca.*”

Através da instrumentação realizada foi observado claramente que a parcela de ponta da capacidade de carga total da estaca é nula, ou seja, a estaca escavada estudada é uma estaca de atrito. Por isso, primeiramente foram separados dentre os métodos da tabela 5.1, aqueles cuja contribuição da parcela lateral na capacidade de carga total apresentou-se maior que aquela da parcela de ponta. Além disso, foram escolhidos apenas os métodos que apresentaram resultados mais próximos ao limite de  $\pm 20\%$  da carga de ruptura obtida pela prova de carga. Os métodos selecionados, segundo os critérios citados, encontram-se na figura 5.7.

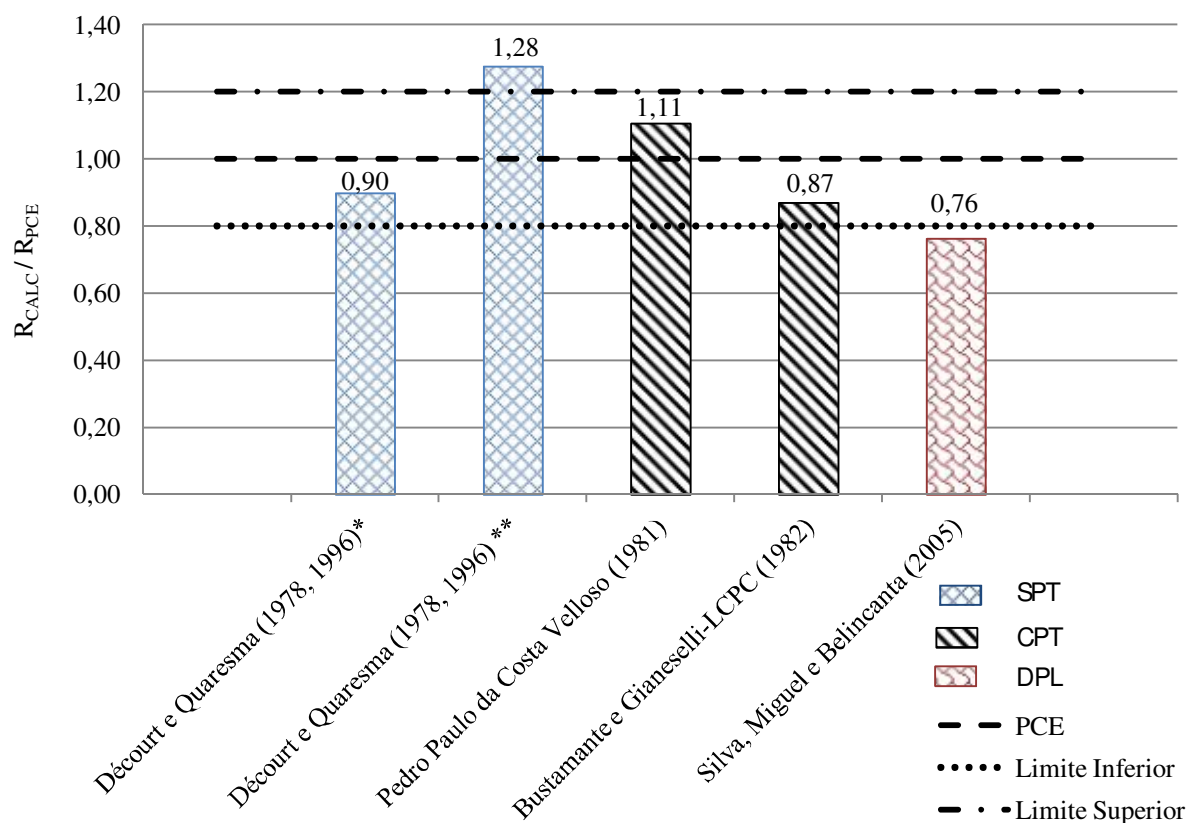
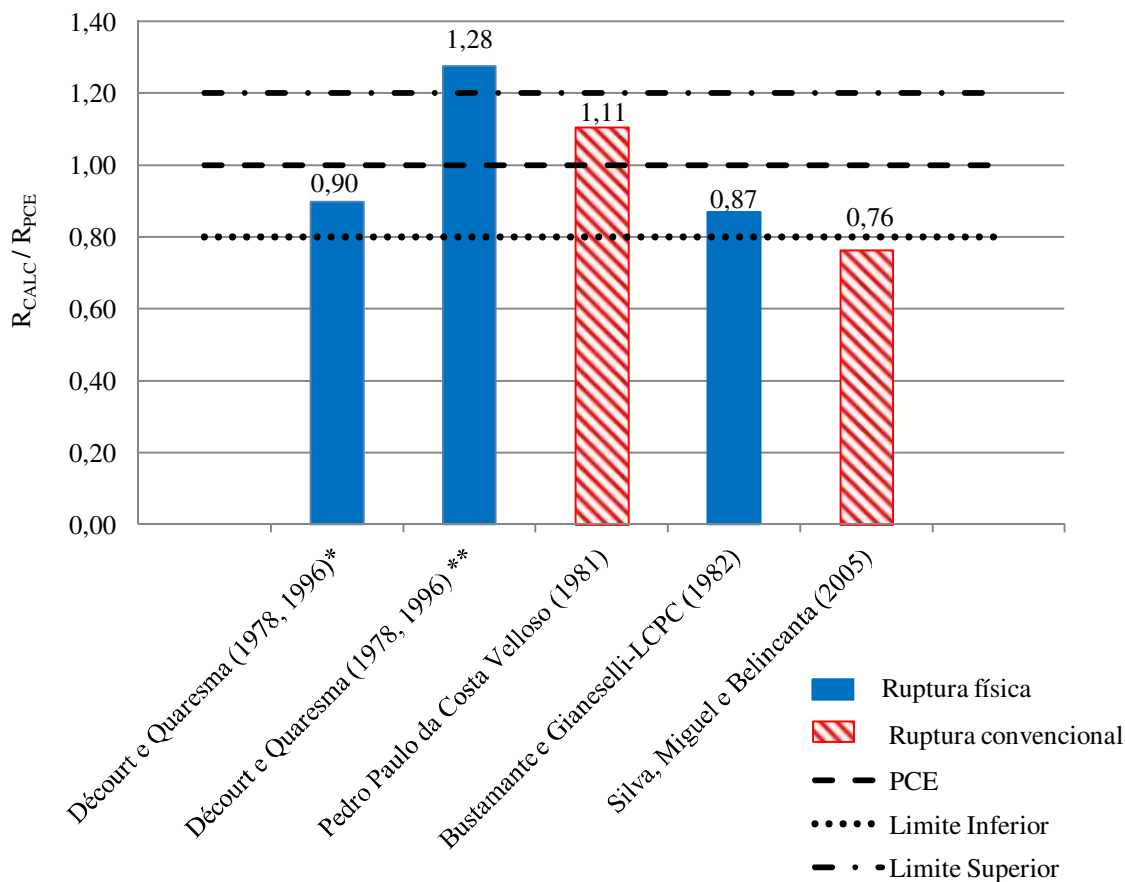


Figura 5.7 Carga de ruptura total dos métodos semi-empíricos que apresentam  $R_L > R_p$ .

Os valores da figura 5.7 foram separados em métodos que consideram a ruptura física para o sistema solo - estaca e aqueles que consideram a ruptura convencional. Na figura 5.8, as cargas de ruptura apresentam-se separadas de acordo com esse critério.



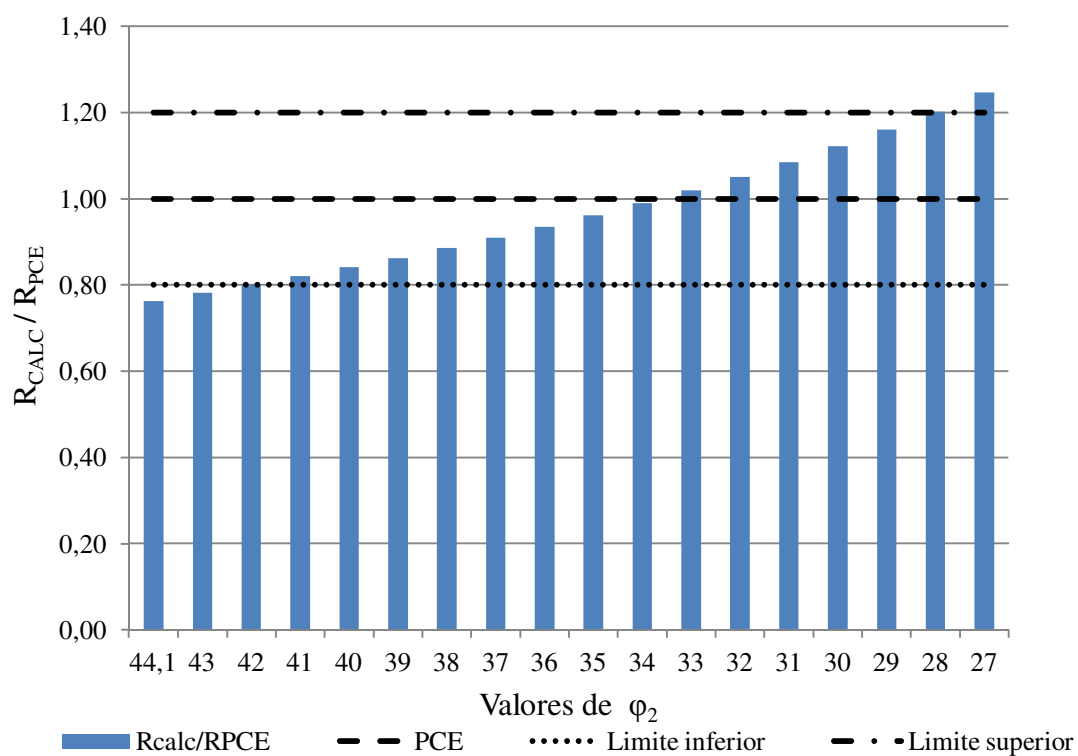
**Figura 5.8 Métodos semi-empíricos separados em ruptura física e ruptura convencional.**

Apesar da estaca em estudo ser do tipo escavada cuja ruptura frequentemente é a convencional, de acordo com a análise da curva carga vs. recalque obtida da prova de carga, a ruptura que melhor descreve o comportamento desta estaca seria a física.

Dos métodos apresentados na Figura 5.8 aqueles que apresentaram carga de ruptura da estaca dentro do limite de  $\pm 20\%$  da carga de ruptura obtida da prova de carga foram os métodos de Décourt e Quaresma (1978, 1996)\*, de Pedro Paulo da Costa Velloso (1981) e de Bustamante e Gianceselli (1982).

Os métodos da Figura 5.8 que atenderam o critério do item 8.2.1.2 da NBR6122:2010 foram: método de Décourt e Quaresma (1978, 1996)\*, método de Décourt e Quaresma (1978, 1996)\*\* e o método de Silva, Miguel e Belincanta (2005).

Com a finalidade de melhorar o desempenho do método Silva, Miguel e Belincanta (2005), o valor do coeficiente  $\phi_2$  foi calculado a partir do resultado da resistência por atrito lateral obtida da prova de carga, como sugerido pelos autores do método. Obteve-se para o coeficiente  $\phi_2$  o valor de 33,6. Assumir esse valor como característico do solo da região estudada é imprudente, por causa da quantidade insuficiente de estacas escavadas ensaiadas. Para uma visão geral dos possíveis valores para o coeficiente  $\phi_2$ , as cargas de ruptura foram recalculadas para cada  $\phi_2$  estimado aleatoriamente, conforme a figura 5.9. Observou-se que os valores entre 28 e 42, assumidos para o coeficiente  $\phi_2$ , poderiam atribuir estimativas para a capacidade de carga dentro do limite de  $\pm 20\%$  da carga obtida pela prova de carga. É importante lembrar que para validar o valor do coeficiente  $\phi_2$ , representativo para o solo laterítico da região de Campinas, são necessários mais estudos e análises de provas de carga executadas na região.



**Figura 5.9** Valores de  $R_{\text{CALC}}/R_{\text{PCE}}$  para cada coeficiente  $\phi_2$  do método de Silva, Miguel e Belincanta (2005).

## **5.2 COMPARAÇÕES COM ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO SEMELHANTE**

Neste item, faz-se uma análise comparativa entre os resultados das provas de carga executadas em estacas escavadas em solo da região de Campinas. Para tanto, os dados da capacidade de carga do sistema solo-estaca foram retirados dos trabalhos de Albuquerque (2001) e Scallet (2011). O primeiro trabalho trata de estacas escavadas executadas no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp (Feagri) e o segundo trabalho apresentou resultados de estacas escavadas executadas no mesmo Campo Experimental da estaca analisada nesta dissertação (Campo Experimental da FEC- Unicamp).

O Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp (Feagri) é composto por solo residual de diabásio com uma camada de 6,5 m de espessura de argila silto-arenosa com alta porosidade (argila laterítica), seguida de camada de silte argilo-arenoso até 19m de profundidade (ALBUQUERQUE, 2001).

Albuquerque (2001) realizou provas de carga instrumentadas em três estacas escavadas com diâmetro nominal de 0,40m e comprimento médio de 12m executadas no campo experimental da Feagri. Os resultados médios obtidos para a capacidade de carga total, resistência de ponta e resistência por atrito lateral foram respectivamente 682kN, 14kN e 668kN. Aproximadamente 98% da carga aplicada foi absorvida pelo atrito lateral, sendo o valor médio do atrito lateral unitário máximo igual a 41kPa. Porém, para a análise comparativa dos resultados, utilizaram-se os valores da resistência por atrito lateral à profundidade de 5m (tabela 5.2) obtidos da instrumentação. Essa medida foi adotada para que a análise comparativa do comportamento do sistema solo-estaca correspondesse à profundidade de 5m (comprimento total da estaca estudada nessa dissertação).

Scallet (2011) apresentou resultados de provas de carga estática mista à compressão, não instrumentadas, realizadas em três estacas escavadas de 0,25m de diâmetro nominal e comprimento total de 5m. Devido à ausência de dados de instrumentação dessas estacas, a resistência por atrito lateral foi estimada pela autora utilizando-se a média dos valores intermediários entre o método de Brierley modificado sugerido por Décourt (2002) e o método de rigidez de Décourt (1998). Os valores de atrito lateral unitário foram calculados fazendo-se a relação entre a resistência por atrito lateral e a área lateral do fuste da estaca.

O comportamento da estaca escavada estudada nessa dissertação foi similar aos resultados obtidos por Albuquerque (2001) e Scallet (2011). Ou seja, os trabalhos tratam de estacas de atrito. A tabela 5.2 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos trabalhos.

**Tabela 5.2 Resultados dos trabalhos de Albuquerque (2001), Scallet (2011) e Schulze (2013).**

|                    |              | $R_L$<br>[kN] | $R_{total}$<br>[kN] | $R_L/R_{total}$ | Atrito lateral<br>unitário [kPa] |
|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-----------------|----------------------------------|
| Albuquerque (2001) | Escavada 1   | 442           | 684                 | 0,6             | 39                               |
|                    | Escavada 2   | 543           | 670                 | 0,8             | 21                               |
|                    | Escavada 3   | 475           | 693                 | 0,7             | 35                               |
|                    | <b>Média</b> | <b>486</b>    | <b>682</b>          | <b>0,7</b>      | <b>32</b>                        |
| Scallet (2011)     | N2 -PC2      | 143           | 186                 | 0,8             | 36*                              |
|                    | N1 - PC4     | 104           | 165                 | 0,6             | 26*                              |
|                    | N3 - PC10    | 74            | 149                 | 0,5             | 19*                              |
|                    | <b>Média</b> | <b>107</b>    | <b>167</b>          | <b>0,6</b>      | <b>27*</b>                       |
| Schulze (2013)     | SC1          | 183           | 183                 | 1               | 47                               |

\* valores estimados sem uso da instrumentação.

Os valores da tabela 5.2 são obtidos de provas de carga executadas com o solo em seu teor de umidade natural, ou seja, sem pré-inundação.

No trabalho de Scallet (2011), apresentam-se resultados de provas de carga executadas em estacas escavadas com pré-inundação do solo ao seu redor por 48 horas. A autora observou que nessa situação, o valor da sucção matricial do solo era nulo e houve a redução média da capacidade de carga total de 40%, da resistência por atrito lateral de 30% e da resistência de ponta igual a 48,2%.

### 5.3 ANÁLISE CRÍTICA DOS RESULTADOS

Os métodos utilizados para a estimativa da capacidade de carga apresentam embutidos em suas formulações incertezas e considerações que muitas vezes não condizem com a realidade de comportamento do sistema solo - estaca. Essas particularidades traduzem-se em uma margem de erro contida em todo e qualquer método de estimativa da capacidade de carga do sistema solo - estaca.

Apesar da prova de carga apresentar uma boa “tradução” do comportamento real do sistema solo - estaca, quando este ensaio não é levado à ruptura, a maneira de analisar e

interpretar seus resultados pode gerar erros por ser necessária a consideração de hipóteses que descrevam o comportamento de ruptura do mesmo.

Nessa dissertação de mestrado, o valor da carga de ruptura do sistema solo - estaca adotado como sendo mais próximo do real é resultado da média aritmética dos valores estimados através do critério de rigidez de Décourt (1998) e dos métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque de Van der Veen (1953) e de Chin e Kondner (1971).

Os métodos semi-empíricos geralmente são desenvolvidos a partir de observações empíricas e da análise de banco de dados de provas de carga realizadas em um tipo de estaca em solo de uma determinada região específica. As formulações desenvolvidas pelos diversos autores são influenciadas por essas características particulares. Por isso, o uso generalizado de um método semi-empírico deve ser feito com critério, verificando-se as semelhanças (tipo de estaca, solo e ruptura) entre o modelo adotado no método e a situação real em estudo.

Analisando a figura 5.7 e a figura 5.8 observou-se que os resultados dos seguintes métodos permaneceram dentro do limite de  $\pm 20\%$  da carga de ruptura de referência ( $R_{PCE}$ ) e à favor da segurança: Décourt e Quaresma\* (1978) e Bustamante e Ganeselli (1982).

Apesar de não atribuir a capacidade de carga do sistema solo-estaca, dentro limite citado no parágrafo anterior, o método de Silva, Miguel e Belincanta (2005) apresentou a parcela de resistência de ponta nula, similar ao comportamento da distribuição da carga de ruptura total observada na instrumentação. A formulação do método fundamentou-se na análise de provas de carga em estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico de Londrina, o que pode ser uma explicação para o descrito anteriormente. Além disso, o método considera a ruptura física do sistema solo - estaca, semelhante ao comportamento da estaca em estudo. Esse método utiliza resultados do DPL, que é indicado para ser utilizado em solos com baixa resistência ( $N_{SPT} \leq 10$ ), por ser sensível à mudanças de rigidez do solo.

O método de Silva, Miguel e Belincanta (2005) demonstrou ser à favor da segurança na estimativa da capacidade de carga da estaca em estudo, porém contra a eficiência econômica de projeto. Na tentativa de obter um resultado dentro do limite de  $\pm 20\%$  da carga de ruptura obtida da prova de carga, diferentes valores foram atribuídos para o coeficiente de transformação  $\phi_2$  deste método. Observou-se que para a situação em estudo, o valor de  $\phi_2 = 33,6$  atribui o resultado para a capacidade de carga calculada igual aquele obtido da prova de carga estática. Para

melhorar a eficiência econômica deste método, sugere-se o ajuste do coeficiente  $\phi_2$  no caso de estaca escavada executada em solo semelhante ao encontrado na região de Campinas.

Os métodos Bustamante e Gianeselli (1982). e Décourt e Quaresma\* (1978) consideram a ruptura convencional do sistema solo - estaca. O primeiro adota valores do CPT para o cálculo da capacidade de carga, enquanto que o segundo utiliza valores do SPT.

O resultado do método Décourt e Quaresma (1978), com o valor de  $\beta_{DEC} = 0,8$  proposto por Décourt (1996) mostrou-se conservador frente ao resultado da prova de carga. Com a finalidade de ajustar o coeficiente de correção ( $\beta_{DEC}$ ) para o caso da estaca escavada em solo laterítico, adotou-se  $\beta^*_{DEC} = 2$  e  $\beta^{**}_{DEC} = 3$ . O coeficiente  $\beta^*_{DEC} = 2$  apresentou resultado com boa aproximação para a capacidade de carga da estaca ( $R_{calc}/R_{PCE} = 0,90$ ).

De acordo com Décourt (2002), argilas lateríticas em sua umidade natural apresentam propriedades de rigidez superiores as argilas não lateríticas de mesmo  $N_{SPT}$ . Essa afirmação justificaria a majoração do coeficiente  $\beta_{DEC}$  do método Décourt e Quaresma (1978), para o cálculo da capacidade de carga do sistema composto por uma estaca de atrito com fuste em solo laterítico.

Exemplificando o parágrafo anterior, pode-se citar o trabalho de Miguel et al. (2005), que apresenta o caso da estaca escavada de pequeno diâmetro em argila laterítica da região do Paraná, cujo valor médio do coeficiente de correção  $\beta_{DEC} = 1,42$  resultou na previsão da capacidade de carga mais próxima à real.

Verificou-se que apesar do solo em estudo apresentar uma camada de areia siltosa de carácter laterítico e colapsível desde 3m até 8m de profundidade, o ajuste do coeficiente  $\beta_{DEC}$ , de acordo com o descrito anteriormente, forneceu um resultado para capacidade de carga da estaca mais próximo ao valor de referência obtido da prova de carga.

O método de Décourt e Quaresma\* (1978) apresentou a capacidade de carga do sistema solo-estaca mais próxima aquela obtida da prova de carga ( $R_{CALC} = 164$  kN) e a distribuição de capacidade de carga total em parcelas de ponta e lateral também aproximou-se do comportamento real ( $R_{LCALC} / R_{CALC} = 0,85$ ).

O método de Bustamante e Gianeselli (1982) utiliza em sua formulação a média dos valores de resistência de ponta ( $q_c$ ), selecionados conforme proposta do método. Além disso possui coeficientes que relacionam o tipo de estaca, com o tipo de solo e resistência de ponta do cone do ensaio CPT. A relação entre a capacidade de carga calculada pelo método e o valor de

referência obtido da prova de carga foi de 0,87. Porém, o método de Bustamante e Gianeselli (1982) não atende ao critério da NBR6122:2010, sendo que a relação entre resistência de ponta e capacidade de carga total calculada é igual a 26%.

Apesar da dispersão dos resultados dos métodos semi-empíricos terem sido elevada, observa-se na tabela 5.3 que os métodos que utilizam dados de ensaios do tipo CPT e DPL foram os que apresentaram menor desvio padrão e coeficiente de variação. Isso significa que eles fornecem valores mais próximos aquele adotado como referência para a capacidade de carga, quando comparados aos métodos que utilizam ensaios do tipo SPT, SPT-T e DMT.

**Tabela 5.3 Desvio padrão e coeficiente de variação (CV) para cada tipo de método semi-empírico.**

| Métodos | Desvio padrão [kN] | CV  | Dispersão |
|---------|--------------------|-----|-----------|
| SPT     | 110                | 60% | elevada   |
| SPT-T   | 126                | 69% | elevada   |
| CPT     | 66                 | 36% | elevada   |
| DMT     | 106                | 58% | elevada   |
| DPL     | 74                 | 40% | elevada   |

Métodos semi-empíricos, que utilizam dados de ensaios que fornecem perfis mais detalhados da resistência de ponta e por atrito lateral, fornecem valores para carga de ruptura do sistema solo –estaca mais próximos ao valor obtido da prova de carga. No estudo realizado nessa dissertação, observou-se que esse argumento pode ser aplicado aos métodos que utilizam ensaios do tipo CPT e DPL. Porém, contrário a esse raciocínio estão os métodos que utilizam o ensaio DMT. Apesar deste último coletar dados da resistência de ponta e da resistência por atrito lateral a cada 20 cm de profundidade, a relação média entre carga de ruptura calculada e a obtida da prova de carga estática foi igual a 43%. Isso demonstra que a precisão de um método semi-empírico depende parcialmente dos dados coletados nos ensaios in situ. As hipóteses assumidas pelo autor de cada método semi-empírico, sobre o tipo de ruptura da estaca, a região de influência da resistência de ponta da estaca e a distribuição da capacidade de carga em resistência de ponta e resistência por atrito lateral também influenciam nos resultados dos métodos.

Cada realidade de fundação, tipo de solo e tipo de estaca deve ser analisada com critério, considerando-se suas particularidades para que o método de estimativa da capacidade de carga possa ser escolhido, de modo a oferecer resultados com as menores porcentagens de incertezas possíveis.

## 6 CONCLUSÕES

As principais conclusões dessa dissertação, que foram estabelecidas a partir do resultado da prova de carga instrumentada e das estimativas da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos estão apresentadas a seguir.

Os métodos semi-empíricos que apresentaram melhor aproximação para a carga de ruptura do sistema solo - estaca, com margem de  $\pm 20\%$  do valor obtido na prova de carga estática (183kN) foram:

1) SPT: método de Décourt e Quaresma (1978, 1996), considerando o coeficiente de correção para resistência lateral  $\beta_{DEC} = 2$ ;

2) CPT: método de Bustamante e Gianeselli (1982);

O método de Silva, Miguel e Belincanta (2005) também apresentou boa aproximação com o valor da carga de ruptura obtida na prova de carga estática, porém este valor não permaneceu dentro do limite descrito anteriormente ( $\pm 20\% R_{PCE}$ ).

Segundo os dados da instrumentação realizada na estaca escavada em estudo, verificou-se que a distribuição da carga aplicada no topo da estaca apresentou comportamento de estaca de atrito com parcela de ponta nula. Nos trabalhos de Albuquerque (2001), Scallet (2001) e Miguel et al. (2005), também foi verificado o comportamento de estaca de atrito para estaca escavada em solo argiloso de alta porosidade. Portanto para este tipo de estaca e solo, pode-se desprezar a contribuição da parcela de ponta no cálculo da capacidade de carga.

Uma justificativa para o descrito no parágrafo anterior é a desestruturação do solo na região da ponta e a possível deposição de detritos no fundo do furo, durante a execução da estaca escavada, interferindo em sua resistência de ponta. Além da baixa capacidade de carga à compressão do solo poroso.

A partir da análise da curva carga vs. recalque e pelo critério de rigidez de Décourt (1998), observou-se que a curva rigidez tende a zero, o que justifica assumir neste caso a ruptura física.

Dos 30 métodos semi-empíricos utilizados para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca analisado, apenas 7% apresentaram valores superiores ao valor de referência obtido da prova de carga ( $R_{PCE} = 183\text{kN}$ ). Portanto, dos métodos de estimativa utilizados a maioria apresentou resultados à favor da segurança.

Apenas considerando o resultado da capacidade de carga total da estaca, sem fazer maiores análises, observou-se que 13% dos métodos semi-empíricos apresentaram valores estimados dentro do limite de  $\pm 20\%$  de  $R_{PCE}$ . Sendo que aqueles que utilizam valores do SPT em sua formulação apresentaram estimativas mais próximas ao valor de referência.

Para uma estimativa coerente com o comportamento real da estaca, deve-se considerar na análise dos resultados a distribuição da carga total em parcelas de ponta e lateral e o tipo de ruptura da estaca estudada. No caso descrito nessa dissertação, o método semi-empírico que melhor representou o comportamento da estaca, com respeito à distribuição das parcelas de resistência de ponta e resistência por atrito lateral, foi o método Silva, Miguel e Belincanta (2005), apesar de não ter apresentado o resultado mais próximo do valor de referência ( $R_{CALC} / R_{PCE} = 0,76$ ). Observou-se aumento na proximidade da capacidade de carga calculada com o valor de referência, quando o coeficiente  $\phi_2$  foi ajustado de 44,1 para 33,6.

Concluiu-se que com a majoração do coeficiente  $\beta_{DEC}$  do método de Décourt e Quaresma (1978) foram atingidas estimativas mais próximas ao valor de referência e o valor  $\beta_{DEC} = 2$  foi o mais adequado para a situação em estudo.

De acordo com o trabalho de Scallet (2011), quando o solo ao redor de estacas escavadas executadas no solo do Campo Experimental da FEC Unicamp é inundado, a redução da capacidade de carga do sistema solo-estaca é de 40%.

Os métodos semi-empíricos, comumente utilizados em projetos, apresentam resultados da capacidade de carga conservadores. Para torná-los próximos ao valor real, pode-se adotar a prática da verificação dos coeficientes de correções embutidos nas fórmulas semi-empíricas. Isso pode tornar o método adequado ao tipo de solo em questão e promover a otimização de custos no projeto de fundações.

O valor da capacidade de carga do sistema solo-estaca obtido dos métodos de previsão contém incertezas devido às particularidades e hipóteses assumidas para o comportamento da estaca escavada em estudo. Não foi o objetivo dessa pesquisa quantificá-las, porém é necessário enfatizar que os resultados são aproximações e apenas orientativos.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023**: Informação e Documentação-Referências-Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. **NBR 12069**: Solo: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT): Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.
- \_\_\_\_\_. **NBR 12131**: Estacas- Prova de carga estática: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. **NBR 14724**: Informações e documentação-Trabalhos acadêmicos-Apresentação. Rio de Janeiro, 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D6635-01**: Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer Test, Pensilvânia, E.U.A, 2007.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. de. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de campinas**. 1996. 225f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1996.
- \_\_\_\_\_. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. 2001. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- ALONSO, U. R. Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagens à percussão. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.4, p.19-32, 1981.
- \_\_\_\_\_. Estacas Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica – Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, v.2, 1996, p. 141-151.
- \_\_\_\_\_. Previsão da carga admissível a partir da segurança à ruptura. In:\_\_\_\_\_. **Previsão e controle das fundações**. 3ª reimpr. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2003. cap.4, p.51-52.
- ALONSO, U. R. Projeto e desempenho das fundações (retrospectiva da experiência brasileira). In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 5, 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, v.2, 2004, p. 1-34.

- AMANN, K. A. P. **Avaliação crítica dos métodos semi-empíricos de estimativa da carga de ruptura, aplicados a estaca raiz.** 2000. 230 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- \_\_\_\_\_. **Metodologia Semi-empírica Unificada para a Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas.** 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010, 2 v.
- ANJOS, G. J. M. dos. **Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais.** 2006. 370 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES-PASSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, p.367-376.
- AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. Carga admissível e carga característica de fundações por estacas. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 23, n. 2, p.137-142, 2000.
- ÁVILA, S.P; CONCIANI, W. Previsão de capacidade de carga de solos através de correlação de dados obtidos com o cone dinâmico (DPL). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2006, Curitiba. **Anais...** CD-ROM.
- BESSA, A. O. de. **Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração.** 2005. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Magister Scientiae) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005.
- BONDER, B. H. **Curvas de retenção de água de um solo coluvionar de campinas obtidas mediante técnicas de laboratório e de campo.** 2008. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.
- BOWLES, J. E. Bearing capacity of foundations. In:\_\_\_\_\_.**Foundation Analysis and Design.** 5<sup>th</sup> ed. United States: The McGraw-Hill Companies, 1996. cap. 4, p.213-228, 263-270.
- BURIN, S. M.; MAFFEI, C. E. M. Interpretação de provas de carga axiais em estacas a partir de um modelo físico consistente. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo,v. 12, p. 3-18, 1989.
- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...**Netherlands: ISSMFE, v.2, p.493-500.

- CARVALHO, D.; SOUZA, A. Analise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9., 1999, Salvador. **Anais...** v.2, p.109-111.
- CARVALHO, J. C. de. et al. Utilização do ensaio SPT-T no dimensionamento de estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília, DF. **Anais...** CD-ROM.
- CHARMANN, J. H. **Laterite in Road Paviments**. London: Construction Industry Research & Information Association (CIRIA), 1988. v. 47, 71p.
- CHELLIS, R. D. **Pile Foundations**. 2<sup>nd</sup> ed. Japan: Kôgakusha Co., 1961, p. 11-17; 151-153; 302-305; 453-468.
- CHIN, F.K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: SOUTHEAST ASIA CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2., 1970, Southeast Asia. **Proceedings...** Southeast Asia: [s.n.], 1970. p.81-90.
- \_\_\_\_\_. Discussion of pile test. Arkansas River Project. **Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, [S.l.]: ASCE, vol.97, SM 6, p.930-932, oct.1971.
- CINTRA, J. C. A; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. 1.ed. São Carlos/SP: USP/SC- Projeto Reenge, 1999, v.1, 61p.
- \_\_\_\_\_. **Projeto de fundações em solos colapsíveis**. São Carlos/SP: EESC/USP, 2009, 99p.
- \_\_\_\_\_. Capacidade de carga. In:\_\_\_\_\_. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1.ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010. cap.1, p.6-38.
- CLISBY, M. B. et al. **An evaluation of pile bearing capacities**. Final Report. Mississippi State Highway Department, v.1, 1978.
- COZZOLINO, V.M.N; NOGAMI, J.S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, n.16, p. 77-91, 1993.
- DANZIGER, B. R. **Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas**. 1982. 265 f. Dissertação ( Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.
- DAS, B. M. Pile Foundations. In:\_\_\_\_\_. **Principles of Foundation Engineering: Pile Foundations**. 6<sup>th</sup> ed. United States of America: Thomson Canada Limited., 2007. cap. 11, p.491-570.
- \_\_\_\_\_. Foundations on Difficult Soils. In:\_\_\_\_\_. **Principles of Foundation Engineering: Pile Foundations**. 6<sup>th</sup> ed. United States of America: Thomson Canada Limited., 2007. cap. 13, p.640-649.

- DAVISSON, M. T. High capacity piles. In: INNOVATIONS IN FOUNDATION CONSTRUCTION, 1972, Chicago. **Proceedings...** U.S.A: ASCE, p.81-112.
- DAY, R. W. Shallow and Deep Foundations. In:\_\_\_\_\_. **Foundation engineering handbook: design and construction with the 2006 international building code.** United States of America: The McGraw-Hill Companies, 2006. cap. 5, p.5.6 – 5.14.
- \_\_\_\_\_. Bearing capacity of foundations. In:\_\_\_\_\_. **Foundation engineering handbook: design and construction with the 2006 international building code.** United States of America: The McGraw-Hill Companies, 2006. cap.6, p. 6.1 – 6.41.
- DE BEER, E. E.; WALAYS, M. Franki Piles with overexpanded bases. **La Technique des Travaux.** Liege, Belgium: Cie. Internationale des Pieux Franki, n. 333, 48p., 1972.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, p.45-53, v.1.
- DÉCOURT, L. A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. p.215-224, v.1.
- \_\_\_\_\_. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações Teoria e Prática.** 2.ed. São Paulo: PINI, 1998. cap. 8, p.265-301.
- \_\_\_\_\_. Behavior of foundations under working load conditions. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11., 1999, Foz do Iguaçu. **Proceedings...** p. 453-488, v.4.
- \_\_\_\_\_. SPT, SPT-T: A prática brasileira- vantagens, limitações e críticas. São Paulo: AMBS, 48p., 2002.
- \_\_\_\_\_. Capacidade de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da U.E. Londrina. Algumas ponderações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, p. 1509-1606, v.3.
- \_\_\_\_\_. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que tem dito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2008. CD-ROM.
- DE RUITER, J.; BERINGEN, F. L. Pile foundations for large North Sea structures. **Marine Geotechnology.** [S.l.]: Crane, Russak & Co., Inc., v.3, issue 3, p.267-314, 1979.

- EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **EUROCODE 7- Geotechnical Design** – Part 3 – Design assisted by field testing – Section 9 – Flat Dilatometer Test. Brussels, 1997.
- FELLENIOUS, B. H. The analyses of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, London, v. 13, n. 6, p.19-31, Sep., 1980.
- \_\_\_\_\_. Static Analysis of Pile Load Transfer. In:\_\_\_\_\_. **Basic of Foundation Design**. Electronic Edition. Canada, 2006. cap.7. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: [01 mai. 2006].
- \_\_\_\_\_. Analysis of Results from the Static Loading Test. In:\_\_\_\_\_. **Basic of Foundation Design**. Electronic Edition. Canada, 2006. cap.8. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: [01 mai. 2006].
- FERREIRA, R. C. et al. Some aspects on the behavior of Brazilian collapsible soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: [s.n.], 1989. p. 117-120, v. 1.
- FLEMING, W.G.K. et al. **Piling Engineering**. 2<sup>nd</sup> ed. Glasgow: Blackie and Son. 1992, p.1-7; 28-31; 54-57; 104-112; 166-170; 301-333.
- FOÁ, S. B. **Análise do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente para o projeto de fundações profundas**. 2001. 200 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2001.
- GARCIA, J. R. **Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas à compressão**. 2006. 165 f. Dissertação ( Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.
- GIACHETI, H. L. **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo**. 1991. 232 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.
- GOMES, D. D. **Uso do dilatômetro de Marchetti para a previsão da capacidade de carga e dos recalques elásticos de estacas**. 2007. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- GON, F. S. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP**. 2011. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

- GRIGORIAN, A.A. **Pile Foundations for Buildings and Structures in Collapsible Soils**. Rotterdam: A.A. Balkema Rotterdam Brookfield, 1997. p.109-147.
- GUTIERREZ, A.; PEREYRA, N.; ABREU, L.; HASARD, D. Load capacity of small diameter bored piles in clayey soils of Libertad geological formation, Uruguay. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 12., 2003, Cambridge, Massachussets, USA. **Proceedings...** Essen: Verlag Glückauf GmbH, 2003, 2 v., p.1895-1901.
- HACHICH, W. et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.
- HANI, T. H.; ABU-FARSAKH, M. Y. **Evaluation of bearing capacity of piles from cone penetration test data**. LTRC Project No.98-3GT – State Project No. 736-99-0533 conducted for Luisiana Department of Transportation and Development Louisiana Transportation Research Center. Baton Rouge- LA, 1999. 100p.
- HANSEN, J. B. Discussion on hyperbolic stress-strain response. Cohesive soil. **Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, [S.l.]: ASCE, v. 89, SM 4, p.241-242, 1963.
- HIRANY, A.; KULHAWY, F. H. Interpretation of load tests on drilled shafts part 2: Axial uplift. In:\_\_\_\_\_. **Foundation Engineering: Current Principles and Practice**. [S.l.]: ASCE, 1989. v. 2. p.1150-1159.
- INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (ISSMFE). International reference test procedures for dynamic probing (DP). In:\_\_\_\_\_. **Report of the ISSMFE technical committee on penetration testing of soils- TC16 with reference test procedures: CPT, SPT, DP, WST**. Sweden: Schwedish Geotechnical Society, 1989. v.7.49p.
- KONDNER, R.L. Hyperbolic stress- strain response. Cohesive Soils. **Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, [S.l.]: ASCE, v.89, SM 1, p.117-131, 1963.
- KULHAWY, F. H. On the Axial Behavior of Drilled Foundations. In: GEOSUPPORT 2004: DRILLED SHAFTS, MICROPILING, DEEP MIXING, REMEDIAL METHODS AND SPECIALITY FOUNDATION SYSTEMS, 2004, Orlando, Florida. **Proceedings...**[S.l.]: ASCE, 2004. p. 34-51.
- LAPROVITERA, H. **Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. 1988. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.
- LOBO, A. S.; ALBIERO, J. H.; FERREIRA, C. V. Influência da inundação do solo na carga última de estacas de pequeno porte. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 1991, São Paulo, **Anais...**, v.1, p.207 - 216.

- LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- MALHEIRO, D. J. A. **Investigação sobre a carga última de fundações superficiais em solos granulares considerando o peso próprio**. 2009. 59f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. Resilient behavior of brazilian tropical soils in pavement design. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PAVEMENT EVALUATION AND OVERLAY DESIGN, 2<sup>nd</sup>, 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings...** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação- ABPv, 1989, p.1.1.1-1.1.22, v.1.
- MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 2009. 219 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.
- MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of footing under eccentric and inclined loads. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3<sup>rd</sup>, 1953, Switzerland. **Proceedings...** Zurich: Organizing Committee, 1953. p. 440-444, v.1.
- \_\_\_\_\_. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.l.]: ASCE, v.102, n.GT3, p.197-227, 1976.
- MILITITSKY, J.; ALVES, I. Discussions – Section 3.3: Building foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS, IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1., 1985, Brasília. **Proceedings...**São Paulo: ABMS, 1985. p.45-48, v.4.
- MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Journal of Applied Physics**, [S.l.]: American Institut of Physics, v.7, p.195-202, 1936.
- MIGUEL, M.G. et al. Aspectos Geológicos-Geotécnicos da Camada de Solo Argiloso, Laterítico e Coluvionar de Campinas/SP. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS TROPICAIS E PROCESSOS EROSIVOS, 3., 2007, Cuiabá. **Anais...** CD-ROM.
- MIGUEL, M.G. et al. Adaptação de métodos semi-empíricos para estimar capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro no solo de Londrina/PR. **Acta Scientiarum Technology**, Maringá, v.27, n.2, p.155-165, Dec.2005.
- MIGUEL, M.G.; BELINCANTA, A. Influencia da colapsibilidade do solo de Londrina/PR na capacidade de estacas escavadas com trado manual. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5., 2004, São Carlos. **Anais...** São Paulo, v.1, p.69-77.

- MOTA, N. M. B. **Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação.** 2003. 335 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília – DF, 2003.
- NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria.** 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil- Área de Construção Civil e Preservação Ambiental) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.
- NILSSON, T. Initial experiences of DPL NILSSON. In: SIMPÓSIO DE GEOTECNIA DO CENTRO-OESTE, 1., 2003, Cuiabá. **Anais...** CD-ROM.
- NILSSON, T.; CUNHA, R. Advantages and equations for pile design in Brazil via DPL tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 2., 2004, Porto. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2004. p.1519-1523, v.2, part.2.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo em solos lateríticos.** São Paulo: Editora Vilibor, 2005, 213p.
- NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio.** 2004. 204 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.
- NOTTINGHAM, L. C. **Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles.** 1975. 553f. Ph.D. Thesis – Department of Civil Engineering. University of Florida, USA, 1975.
- PEIFFER, H.; VAN IMPE, W.F. Analyses of CFA-pile-behaviour with DMT-results at Geel test site. In: DFI INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, 4<sup>th</sup>, 1991, Stresa. **Proceedings...** Stresa: Conference Committee, 1991, p.101-105.
- PEIXOTO, A. S. P. **Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações.** 2001. 468 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.
- PEIXOTO, A.S.P. et al. Utilização do Ensaio SPT-T para Previsão de Capacidade de Carga de Estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2006, Curitiba. **Anais...** CD-ROM.
- PHILIPPONNAT, G. Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique. **Revue Française de Géotechnique.** Paris: Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, n.10, p.55-64, 1980.

- POWELL, J.M.; LUNNE, T.; FRANK, R. Semi Empirical Design Procedures for Axial Capacity of Piles in Clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 15., 2001, Istanbul. **Anais...** CD-ROM.
- POULOS, H. G; DAVIS, E. H. **Pile Foundations Analysis and Design**. Canada: Rainbow-Bridge Book Co.,1980. p.6-7; 15-17; 18-30; 354-363.
- RANZINI, S.M.T. SPTF. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 11, n. único, p.29-30, 1988.
- \_\_\_\_\_. SPTF 2<sup>a</sup>. parte. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n. único, p.189-190, 1994.
- \_\_\_\_\_. Capacidade de carga de estacas a partir da medida do atrito lateral no ensaio SPTF. **Revista Engenharia**, São Paulo: Engenho Editora Técnica Ltda, ed.539, 2000.
- RODRIGUEZ, T. G. **Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaio SPT e CPT**. 2013. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.
- SANTOS, E. F. dos. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. 2006. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**. 2011. 166p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.
- SCHMERTMANN, J. H. Guidelines for cone penetration test, performance and design. **Report FHWA-TS-78-209**, Washington: U.S. Federal Highway Administration, 145p., 1978.
- SENNA, J.; KAZZUO, C. **Mapa Geológico do Município de Campinas**. 2010. 1 gravura, colorida. Disponível em: <<http://www.ib.unicamp.br/lte/bdc/visualizarMaterial.php?idMaterial=1186>>. Acesso em: 29 nov. 2012.
- SENNA, J. ., KAZZUO, C. **Mapa das Província Geológicas do Município de Campinas**. 2010. 1 gravura, p&b. Disponível em: <<http://www.ib.unicamp.br/lte/bdc/visualizarMaterial.php?idMaterial=1188>>. Acesso em: 30 nov. 2012.
- SILVA, D.F; MIGUEL, M.G e BELINCANTA, A. Estudo preliminar de estimativa de capacidade de carga de estacas através de ensaios DPL e DPSH em Londrina/PR. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA,13., 2006, Curitiba. **Anais...** CD-ROM.

- SKEMPTON, A.W. The bearing capacity of clays. In: Building Research Congress, 1951, London. **Proceedings...**Canada: National Research Council, 1952, p.180-189, v.1.
- TEIXEIRA, A.H. Projeto e execução de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 1996. p. 33-50. v1.
- TENG, W.C. Pile Foundations. In:\_\_\_\_\_. **Foundation Design**. 1<sup>st</sup> ed. New Delhi: Prentice-Hall of India Private Limited, 1992. p.193-254, cap. 8.
- TERZAGHI, K. Bearing Capacity. In:\_\_\_\_\_. **Theoretical Soil Mechanics**. Eletronic Edition. New York: John Wiley and Sons Inc., 1943. p. 118-143, cap.8. Disponível em: <<http://www.onlinelibrary.wiley.com>>.
- TOMLINSON, M. J. **Pile Design and Construction Practice**. 4<sup>th</sup> ed. Londres: E e FN Spon, 1994. p. 1-3, 7-8, 42-45.
- TOMLINSON, M. J.; WOODWARD, J. **Pile Design and Construction Practice**. 5<sup>th</sup> ed. Londres: Taylor & Francis, 2008. p. 141-143.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich: ICOSOMEF, 1953, v.2, p.84-90.
- VARGAS, M. The concept of tropical soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1<sup>st</sup>., 1985, Brasília-DF. **Proceedings...** AMBS, v.3, p.101-134.
- VAZ, L.F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, n. 2, v. 19, p. 117-136. 1996.
- VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações: fundações profundas**. Rio de Janeiro: COPPE – UFRJ, 2002, v.2.
- VELLOSO, P.P.C. **Fundações: aspectos geotécnicos**. 3.ed. Rio de Janeiro: PUC – RJ, 1981. v.3. p. 467-469.
- VENKATRAMAIAH, C. Pile Foundations. In:\_\_\_\_\_. **Geotechnical Engineering**. 3<sup>rd</sup> ed. India: New Age International, 2006. p.651 – 689, cap. 16.
- VORCARO, M. C. e VELLOSO, D. A. Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão linear. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2000, p. 331-344. v. 2.