UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO AXIAL DE DIFERENTES TIPOS DE ESTACAS EM SOLO DE DIABÁSIO DA REGIÃO DE CAMPINAS/SP

JOÃO ALEXANDRE PASCHOALIN FILHO

CAMPINAS
AGOSTO - 2008

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO AXIAL DE DIFERENTES TIPOS DE ESTACAS EM SOLO DE DIABÁSIO DA REGIÃO DE CAMPINAS/SP

JOÃO ALEXANDRE PASCHOALIN FILHO
Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

Tese de doutorado submetida à banca organizadora para obtenção do título de Doutor em Engenharia Agrícola, na área de concentração de Construções Rurais.

CAMPINAS
AGOSTO - 2008

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

P262e

Paschoalin Filho, João Alexandre
Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas / SP / João Alexandre Paschoalin Filho.--Campinas, SP: [s.n.], 2008.

Orientador: David de Carvalho.
Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.

1. Fundações (Engenharia). 2. Resistência à tração. 3. Métodos semi-empíricos. I. Carvalho, David. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Agrícola. III. Título.

Título em Inglês: Behavior of different piles, conducted in diabasic soil, submited to uplift efforts.
Palavras-chave em Inglês: Uplift efforts, Load tests, Residual soil, Piles, Theoretical methods.
Área de concentração: Construções Rurais e Ambiência.
Titulação: Doutor em Engenharia Agrícola
Banca examinadora: Cláudio Vidrih Ferreira, Paulo José Rocha de Albuquerque, Stélio Maria Menezes e Celso Orlando.
Data da defesa: 15/08/2008
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Agrícola

Este exemplar corresponde à redação final da **Tese de Doutorado** defendida por **João Alexandre Paschoalin Filho**, aprovada pela Comissão Julgadora em 15 de agosto de 2008, na Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas.

Prof. Dr. David de Carvalho - Orientador
FEAGRI/UNICAMP

Dr. Celso Orlando - Membro Titular
THEMAG Engenharia/São Paulo-SP

Prof. Dr. Stélio Main Menezes - Membro Titular
UFLA/Lavras-MG

Prof. Dr. Cláudio Videla Ferreira - Membro Titular
UNESP/Bauru-SP

Prof. Dr. **Paulo José Rocha de Albuquerque** - Membro Titular
FEC/UNICAMP

Das Cátedras da Virtude

“ Honrai e respeitai o sono! Esse é o primeiro princípio. Fugi de todos os que dormem mal e ficam acordados a noite. (...) Saber dormir não é uma coisa insignificante. Para isso é preciso ter estado acordado o dia inteiro.

Dez vezes ao dia deves saber vencer-te a ti mesmo. Isto cria uma fadiga considerável e esta é o ópio da alma.

Dez vezes ao dia deves reconciliar-te contigo mesmo porque vencer-se é amargo e o que não está reconciliado dorme mal.

Dez verdades deves procurar encontrar durante o dia, caso contrário, passará a noite a procurar a verdade e tua alma acabará por ficar faminta.

Dez vezes ao dia precisas rir e conservar a alma serena, senão serás atormentado à noite por teu estômago, esse pai da melancolia.

Ainda que poucos saibam, é preciso ter todas as virtudes para dormir bem.
Levantarei falsos testemunhos? Cometerei adultério?

Cobiçarei a empregada do vizinho? Tudo isso combinaria muito mal com um bom sono.
Fica em paz com Deus e com teu próximo. Assim requer o bom sono. E também paz com o diabo de teu próximo, caso contrário te atormentará durante a noite”

Trecho de “Assim Falava Zaratustra” de F.W.Nietzsche

"A inteligência suprema é necessariamente racional. Deus em filosofia pode ser somente uma hipótese, imposta pelo bom senso à razão humana. Personificar a razão absoluta é determinar o ideal divino.

(...) Vontade é a faculdade diretriz das forças inteligentes para conciliar a liberdade das pessoas com a necessidade das coisas."

Eliphas Levy

AGRADECIMENTOS

__A Deus__, o Grande Arquiteto do Universo, por ter me concedido a vida e a força necessárias para a realização desta tese;

Ao amigo, irmão e orientador __Prof. David de Carvalho__, por sempre fazer a diferença nos momentos de maiores dificuldades;

Aos meus pais, __João Alexandre Paschoalin e Tânia Bartijotto Paschoalin__, peças fundamentais na minha educação, pois sem eles eu não teria chegado até aqui;

À minha esposa Eng[a] __Mara Cristina Messias Paschoalin__ pelo incentivo e pelo amor a mim dado;

Às minhas irmãs __Mariana e Ana Carolina__, pelo apoio nas horas difíceis;

Aos meus avós __Neuza__ e __Orlando Bartijotto__ (um dos homens mais dignos que conheci em minha vida e que nos deixou), pelos almoços de Domingo todos feitos com carinho;

Aos IIr.: da __A.:R.:L.:S.: Constância 1147__ do Or.: de Campinas/SP, pela amizade e apoio espiritual necessários;

Aos amigos __Engenheiros Eduardo Beira Fontaine, Rogério Carvalho Ribeiro Nogueira, Jean Rodrigo Garcia, Gentil Miranda e Lóris Lodir Zucco__ que sempre se mostraram dispostos a ajudar nos momentos mais difíceis;

A Universidade Nove de Julho, __Uninove__, representado pelo coordenador Prof. __Levy von Sohsten Rezende__, pelo incentivo;

Aos professores da __FEC/UNICAMP__, __Paulo José Rocha Albuquerque e Miriam Gonçalves Miguel__ por terem me ajudado no processo de busca ao conhecimento necessário para desenvolver esta tese;

Aos experientes laboratoristas __Luiz Eduardo Meyer, Reinaldo Benedito Leite da Silva, Edson Jurgensen, José Benedito Cipriano__, do Laboratório de Geotecnia e Transportes da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp;

À Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp (FEAGRI/UNICAMP)*,principalmente aos amigos* ***Luis e Chicão*** *do laboratório de Máquinas, por me prover de toda a infra-estrutura e ajuda necessária à esta pesquisa;*

Á FUNDESP FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA, pelo apoio com profissionais especializados e equipamentos os quais foram essenciais para a execução das estacas raiz desta pesquisa;

À VOTORANTIM CIMENTOS – DIVISÃO VOTOMASSA, na pessoa do Engº Eliezer Laister, pelo fornecimento da argamassa bem como acompanhamento técnico na execução das estacas tipo raiz;

À SONDOSOLO GEOTECNIA E ENGENHARIA LTDA, na execução das sondagens realizadas;

À TIRANTES INCOTEP, representados pelo engenheiro Francis Jones e Lauro, pelo apoio no fornecimento dos tirantes e na execução da garra de transferência utilizados nesta pesquisa;

À FAPESP, FUNCAMP e FAEP pelo incentivo financeiro dado a esta pesquisa;

À Escola Adventista de Primeiro Grau de Ribeirão Preto pela educação fundamental, que sem ela esta pesquisa não teria sido possível.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS..... xi
LISTA DE TABELAS..... xxiii
LISTA DE QUADROS..... xxxv
LISTA DE SÍMBOLOS..... xxxvi
RESUMO..... xl
ABSTRACT..... xlii
CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO..... 01
1.1 – Generalidades..... 01
1.1.1-Resistência lateral de estacas tracionadas versus resistência lateral de estacas comprimidas admitindo-se ruptura pela ligação estaca-solo..... 06
1.2-Organização do trabalho..... 10
1.3 – Objetivos..... 12
CAPÍTULO 2 – MATERIAL E MÉTODOS..... 14
2.1-Caracterização do Campo Experimental utilizado na pesquisa..... 14
2.2-Execução das estacas teste..... 45
CAPÍTULO 3 – PROVAS DE CARGA EXECUTADAS..... 70
3.1- Introdução..... 70
3.2- Execução das provas de carga para esta pesquisa..... 70
3.3 – Resultados e discussões..... 77
CAPÍTULO 4 - MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUES..... 88
4.1- Importância da observação dos recalques..... 88
4.2 – Métodos para a previsão de recalques..... 91
CAPÍTULO 5 – UTILIZAÇÃO DE MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DE CARGAS MÁXIMAS PRÓPRIOS PARA ESTACAS COMPRIMIDAS..... 100
5.1 – Introdução..... 100
5.2- Métodos de extrapolação utilizados nesta pesquisa..... 101
5.2.1- Método de Van der Veen (1953)..... 101
5.2.2- Método da Norma Brasileira NBR 6122/96..... 124
5.2.3 – Método de Davisson (1973)..... 131
5.2.4 – Método de Décourt (1996)..... 137

5.3 – Comparação entre os métodos utilizados nesta pesquisa..... 160

CAPÍTULO 6 – EXECUÇÃO E INTERPRETAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA NAS ESTACAS RAIZ..... 178

6.1- Execução da seção de referência..... 178

6.2- Confecção e instalação da instrumentação..... 179

6.3- Resultados obtidos e discussões..... 181

CAPÍTULO 7 – MÉTODOS ESPECÍFICOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS À ESFORÇOS DE TRAÇÃO..... 198

7.1- Introdução..... 198

7.2- Método do tronco de cone (ou de pirâmide)..... 198

7.3-Método do cilindro de atrito (baseado na teoria da resistência lateral)..... 204

7.4- Método de Meyerhoff (1973)..... 213

7.5-Método de Kulhawy e equipe (1985) (Universidade de Cornell)..... 223

7.6- Método de Levacher & Sieffert (1984)..... 234

7.7- Método da Universidade de Grenoble..... 239

7.8- Comparações entre os valores de capacidade de carga previstos por meio dos métodos estudados..... 256

CAPÍTULO 8- ESTIMATIVA DAS RESISTÊNCIAS LATERAIS DAS ESTACAS ESTUDADAS POR MEIO DE MÉTODOS PRÓPRIOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS COMPRIMIDAS..... 277

8.1- Introdução..... 277

8.2- Método de Décourt & Quaresma (1978 e 1998)..... 278

8.3- Método de Aoki & Velloso, SPT e CPT (1975)..... 286

8.4- Método de P.P Velloso (1981)..... 295

8.5- Método de David Cabral (1986)..... 300

8.6- Método de Teixeira (1996)..... 303

8.7 – Método de Monteiro (2000)..... 308

8.8 – Método FUNDESP (1998)..... 311

8.9 – Método de Antunes & Cabral (1996)..... 313

8.10 – Comparações entre os valores obtidos de RL/PC médios para as estacas estudadas..... 314

8.11- Comparações entre os valores de RL/PC obtidos por meio de cada método estudado..... 326
8.12- Considerações finais..... 331
CAPÍTULO 9- CORRELAÇÃO ENTRE VALORES DE ATRITO LATERAL MÉDIOS, OBTIDOS POR MEIO DE PROVAS DE CARGA E DE ATRITO LATERAL DETERMINADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE SPT-T..... 336
9.1- Introdução..... 336
9.2- Resultados obtidos e discussões..... 338
9.3- Considerações finais..... 340
CAPÍTULO 10- CORRELAÇÃO ENTRE VALORES DE ATRITO LATERAL MÉDIOS, OBTIDOS POR MEIO DE PROVAS DE CARGA E DE ATRITO LATERAL DETERMINADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CPT..... 341
10.1- Introdução..... 341
10.2- Resultados obtidos e conclusões..... 341
10.3- Considerações finais..... 344
CAPÍTULO 11- CONCLUSÕES..... 345
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 359
ANEXOS..... 371

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Localização do Campo Experimental na Unicamp..... 14
Figura 2.2. Croqui do Campo Experimental da Feagri/Unicamp..... 16
Figura 2.3. Posicionamento das estacas metálicas tipo perfil I e trilho TR-37 utilizadas..... 16
Figura 2.4. Perfil geológico da região de Campinas..... 17
Figura 2.5 Perfil obtido por meio de sondagem tipo SPT. Paschoalin Filho (2002)..... 18
Figura 2.6. Distribuição granulométrica do perfil (Feagri/Unicamp)..... 19
Figura 2.7. Limites de consistência do perfil (Feagri/Unicamp)..... 19
Figura 2.8. Variação do Valor de N_{spt} com a profundidade..... 24
Figura 2.9. Variação dos torques médios, máximos e mínimos com a profundidade utilizando-se torquímetro analógico..... 27
Figura 2.10. Relatório de Sondagem SPT -T com verificação de torque..... 30
Figura 2.11. Variação dos valores de fs com a profundidade, obtidos por meio de ensaios de CPT..... 34
Figura 2.12. Variação dos valores de qc com a profundidade, obtidos por meio de ensaios de CPT..... 38
Figura 2.13. Variação dos valores de FR com a profundidade..... 42
Figura 2.14. Execução do ensaio de cone elétrico no Campo Experimental da Feagri..... 43
Figura 2.15. Execução da sondagem tipo SPT, operação de escavação com trado manual..... 43
Figura 2.16. Variação do valor de k_o estimado com a profundidade..... 44
Figura 2.17. Perfuratriz utilizada..... 47
Figura 2.18. Extrator pneumático de camisa metálica..... 47
Figura 2.19. Gerador de energia..... 47
Figura 2.20. Reservatório de água e bomba de água..... 47
Figura 2.21. Inserção da armadura na escavação..... 48
Figura 2.22. Tirantes utilizados no interior das estacas teste..... 49
Figura 2.23 - Detalhe da luva especial durante o levante do tirante..... 50
Figura 2.24 - Levantamento de um segmento de tirante de 6m..... 50

Figura 2.25. Luva de solidarização de segmentos de tirante..... 51
Figura 2.26. Luva com aletas utilizada na base do tirante..... 52
Figura 2.27. Luva com aletas rosqueada na base do tirante..... 52
Figura 2.28. Garfo metálico travando a luva na superfície e mantendo o primeiro segmento do tirante suspenso na escavação do fuste..... 53
Figura 2.29. Operação de solidarização de um segmento de tirante a outro por meio da utilização de luvas metálicas..... 53
Figura 2.30. Vistas do "garfo metálico" utilizado na suspensão dos segmentos de tirante no interior da escavação..... 54
Figura 2.31. Perfuratriz utilizada para execução de estacas hélice contínua e ômega..... 55
Figura 2.32. Recebimento dos Perfis 57
Figura 2.33. Recebimento dos Trilhos 57
Figura 2.34. Pilão de 1,9 toneladas utilizado..... 57
Figura 2.35. Capacetes utilizados na cravação das estacas..... 58
Figura 2.36. Verificação do prumo do perfil metálico..... 58
Figura 2.37. Cravação das estacas metálicas..... 59
Figura 2.38. Execução de solidarização por meio de soldagem em trilho..... 59
Figura 2.39. Verificação da nega em trilho..... 60
Figura 2.40. Perfil metálico perfurado e cravado..... 61
Figura 2.41. Garra metálica acoplada ao perfil metálico..... 61
Figura 2.42. Relógios apoiados sobre as chapas da garra..... 62
Figura 2.43. Plano de perfuração do perfil metálico..... 63
Figura 2.44. Croqui executivo da garra..... 64
Figura 2.45. Ponta dos trilhos perfurada..... 65
Figura 2.46. Garra metálica acoplada ao trilho..... 65
Figura 3.1 Célula de carga utilizada..... 67
Figura 3.2. Macaco hidráulico..... 67
Figura 3.3. Célula de carga e macaco hidráulico..... 68
Figura 3.4. Caixa de aquisição de dados..... 68
Figura 3.5. Caixa seletora de canais conectada à caixa de aquisição de dados..... 69
Figura 3.6. Instalação da viga de reação com auxílio de caminhão

Munck..... 69
Figura 3.7. Prova de carga executada em estaca raiz..... 70
Figura 3.8. Esquema de montagem de prova de carga de estacas moldadas "in loco"..... 70
Figura 3.9. Esquema de montagem de prova de carga de estaca tipo perfil metálico..... 71
Figura 3.10. Esquema de montagem de prova de carga de estaca tipo trilho..... 71
Figura 3.11.Posicionamento dos relógios comparadores sobre bloco de estaca teste tipo raiz..... 72
Figura 3.12.Relógio comparador com haste apoiada na garra de tração. Notar base magnetizada fixando o relógio à vigota metálica..... 73
Figura 3.13. Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas tipo trilho TR-37..... 74
Figura 3.14. Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas metálicas perfil I..... 75
Figura 3.15. Curvas carga x deslocamento obtidas para estacas raízes..... 76
Figura3.16. Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas escavadas..... 77
Figura 3.17.Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas hélice contínuas..... 79
Figura 3.18. Curva carga x deslocamento obtida para estaca ômega..... 80
Figura 3.19. Curva carga x deslocamento obtida para estaca pré-moldada..... 81
Figura 3.20. Comparação entre os valores de *rl* médios calculados para cada tipo de estaca..... 84
Figura 4.1. Distribuição de atrito..... 93
Figura 4.2. Ação da estaca sobre o solo (a) esquema analisado; (b) elemento da estaca..... 95
Figura 4.3. Parâmetros para cálculo do recalque de estaca compressível: (a) fator de deslocamento I_0 - camada finita (ν=0,5), (b) influência da compressibilidade da estaca, (c) camada de espessura finita do solo compressível, (d) coeficiente de Poisson do solo (POULOS & DAVIS, 1974), *apud* Garcia (2006)..... 96
Figura 4.4. Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo: (a) condição L/B = 75, (b) condição L/B = 50, (c) condição L/B = 25, (d)

condição L/B = 10 e (e) condição L/B = 5 (POULOS & DAVIS, 1974) *apud* Garcia 2006..... 97

Figura 5.1 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo perfil T1..... 105

Figura 5.2 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo perfil T2..... 106

Figura 5.3 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo perfil T3..... 106

Figura 5.4 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo trilho TR-1..... 110

Figura 5.5 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo trilho TR-2..... 110

Figura 5.6 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca raiz T1..... 114

Figura 5.7 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca raiz T2..... 114

Figura 5.8 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca raiz T3..... 115

Figura 5.9 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca escavada EC02..... 118

Figura 5.10 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca escavada HC02..... 121

Figura 5.11 Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca pré-moldada..... 123

Figura 5.12 Carga máxima estimada pelo método. NBR 6122/96…….. 125

Figura 5.13 Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca raiz de 23m de comprimento..... 127

Figura 5.14 Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca hélice contínua HC01..... 129

Figura 5.15 Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca hélice contínua HC02..... 129

Figura 5.16 Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca ômega..... 131

Figura 5.17 Aplicação do método de Davisson (1973) para estaca ômega..... 134

Figura 5.18 Aplicação do método de Davisson (1973) para estaca raiz de 23m de comprimento..... 135
Figura 5.19 Aplicação do método de Davisson (1973) para estaca hélice contínua HC02..... 137
Figura 5.20 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo perfil P1..... 141
Figura 5.21 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo perfil P2. 141
Figura 5.22 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo perfil P3 (12m de comprimento)..... 142
Figura 5.23 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo trilho TR1. 145
Figura 5.24 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo trilho TR2. 145
Figura 5.25 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca pré-moldada..... 148
Figura 5.26 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca raiz T1. 152
Figura 5.27 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca raiz T2. 152
Figura 5.28 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca raiz T3. 153
Figura 5.29 Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca escavada EC02..... 156
Figura 5.30 Valores de P_D/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca hélice contínua HC02..... 159
Figura 5.31 Comparação entre os valores de cargas máximas obtidas por meio de cada método, a partir do deslocamento máximo do ensaio (perfil 18m) .. 160
Figura 5.32 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (perfil 12m).. 161
Figura 5.33 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (estaca raiz 12m) 162
Figura 5.34 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de

cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (estaca raiz 23m). 163

Figura 5.35 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (trilho 18m). 164

Figura 5.36 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (trilho 20,5m). 165

Figura 5.37 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (escavada 12m). 166

Figura 5.38 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio.*Valor referente a estaca HC03 (hélice contínua 12m)..... 167

Figura 5.39 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (pré-moldada 12m). 168

Figura 5.40 Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (ômega 12m). 169

Figura 5.41 Comparação entre os métodos estudados ($P_{estimado}$/PC), para o deslocamento máximo atingido na prova de carga..... 171

Figura 6.1 Camisa de madeira. 178

Figura 6.2 Camisa pronta para ser aterrada. 179

Figura 6.3 Barra instrumentada. 180

Figura 6.4 Reservatório de nata e compressor de ar..... 181

Figura 6.5 Injeção da nata de cimento pela mangueira..... 181

Figura 6.6 Curva de calibração da célula de carga utilizada..... 182

Figura 6.7 Gráfico tensão x deformação obtido na seção de referência..... 182

Figura 6.8 Gráfico tensão x deformação obtido na seção de referência..... 183

Figura 6.9 Gráfico tensão x deformação obtido na seção de referência..... 183

Figura 6.10 Transferência de carga estaca raiz T1..... 186

Figura 6.11 Transferência de carga estaca raiz T2. 187

Figura 6.12 Transferência de carga estaca raiz T3..... 188
Figura 6.13 Resistência lateral estaca raiz T1 para carga inicial..... 189
Figura 6.14 Resistência lateral estaca raiz T1 para carga referente a 50% da carga máxima obtida pela prova de carga (PC/2)..... 190
Figura 6.15 Resistência lateral estaca raiz T1 para carga máxima obtida pela prova de carga. 191
Figura 6.16. Resistência lateral estaca raiz T2 para a carga inicial..... 192
Figura 6.17 Resistência lateral estaca raiz T2 para carga referente a 50% da carga máxima obtida pela prova de carga (PC/2)..... 193
Figura 6.18 Resistência lateral estaca raiz T2 para carga máxima obtida pela prova de carga. 194
Figura 6.19 Resistência lateral estaca raiz T3 para carga inicial..... 195
Figura 6.20 Resistência lateral estaca raiz T3 para carga referente a 50% da carga máxima obtida pela prova de carga (PC/2)..... 196
Figura 6.21 Resistência lateral estaca raiz T3 para carga máxima obtida pela prova de carga. 197
Figura 7.1 Tronco de cone (tubulão com ou sem base alargada)..... 199
Figura 7.2 Superfícies de ruptura consideradas no método do cilindro de atrito para fundações profundas. 204
Figura 7.3 Comparação entre os valores de K_h (ca=0,8c e δ=0,95Ø)..... 208
Figura 7.4 Comparação entre os valores de K_h (ca=c e δ=Ø)..... 210
Figura 7.5 Ruptura do solo para placa de ancoragem rasa e profunda. Meyerhoff (1973 b). 214
Figura 7.6 Coeficientes de arrancamento K_u teóricos para estacas escavadas..... 217
Figura 7.7. Valores de PU/PC médios (ca=0,8c e δ=0,95Φ)..... 219
Figura 7.8 Valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando ca=0,8c e δ=0,95Φ e o drapejamento ocorrido nas estacas metálicas. 219
Figura 7.9 Valores de PU/PC médios (ca=c e δ=Φ)..... 220
Figura 7.10 Valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando ca=c e δ=Φ e o drapejamento ocorrido nas estacas metálicas. 221
Figura 7.11 Estaca ou tubulão sem base alargada submetidos à tração: a) representação dos esforços; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste. Kulhawy (1985)..... 224

Figura 7.12 Desenvolvimento de uma superfície de ruptura junto ao contato estaca-solo. Kulhawy (1985). 225

Figura 7.13 Valores de PU/PC obtidos para as estacas estudadas considerando $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $\frac{2}{3} = \frac{K}{K_o}$ 228

Figura 7.14 Valores de PU/PC obtidos para as estacas estudadas considerando-se o drapejamento ocorrido e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $0{,}66 = \frac{K}{K_o}$ 229

Figura 7.15 Valores de PU/PC obtidos para as estacas estudadas considerando $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $\frac{K}{K_o} = 1{,}0$. 230

Figura 7.16 Valores de PU/PC obtidos para as estacas estudadas considerando-se o drapejamento ocorrido e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $1{,}0 = \frac{K}{K_o}$ 231

Figura 7.17 Comparação entre os valores de K estimados adotando-se K_o = 0,60 e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ 232

Figura 7.18 Comparação de entre valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas. 236

Figura 7.19 Comparação entre valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando o drapejamento ocorrido nas estacas metálicas... 237

Figura 7.20 Distribuições das tensões devido ao atrito. Biarez & Barraud (1968)... 241

Figura 7.21 Distribuição das tensões representando a influência da coesão num solo de ângulo de atrito ϕ. Biarez & Barraud (1968). ……..... 242

Figura 7.22 Ábaco do coeficiente de empuxo $\frac{f}{H}$ em função de ϕ e λ em meio coesivo sem peso. Biarez & Barraud (1968)……..…… 244

Figura 7.23 Ábaco de M_{co} (termo de coesão) função de λ e φ segundo a equação $M_{co} = M_c(D/R = 0) = -\frac{tg\lambda}{tg\varphi} + \frac{f}{H}\cos\varphi(1 + \frac{tg\lambda}{tg\varphi})$, apresentando também o fator $\frac{1}{2}tg\varphi$ da equação de $M_c = M_{co}(1 - \frac{1}{2}tg\phi.\frac{D}{R})$. Biarez

& Barraud (1968)..... 246

Figura 7.24 Ábaco de $(M_{\varphi o} + M_{\gamma o})$ (termo de atrito e gravidade), função de λ e φ, seguindo a equação $M_{\varphi o} + M_{\gamma o} = [\frac{\text{sen}\,\varphi.\cos(\varphi + 2\lambda)}{(2co^2\lambda)}]$ apresentando também o fator $\frac{1}{3}tg\lambda$ da equação $M_\varphi + M_\gamma = (M_{\varphi o} + M_{\gamma o}).\left(1 - \frac{1}{3}tg\lambda.\frac{D}{R}\right)$. Biarez & Barraud (1968).. 247

Figura 7.25 Superfícies de ruptura do Método da Universidade de Grenoble para tubulões pouco profundos em três tipos de solos. Albieiro & Cintra (1998)..... 248

Figura 7.26. Esquema para cálculo de uma estaca tracionada em um terreno estratificado. Biarez & Barraud (1968)……. 249

Figura 7.27 Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas utilizando-se λ=0. 251

Figura 7.28 Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas considerando-se λ=0 e efeito de drapejamento..... 251

Figura 7.29 Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas utilizando-se $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$. 252

Figura 7.30 Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas considerando-se drapejamento e $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$..... 253

Figura 7.31 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para as estacas raiz de 12m de comprimento..... 256

Figura 7.32 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para a estaca raiz de 23m de comprimento..... 257

Figura 7.33 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para as estacas escavadas de 12m de comprimento..... 258

Figura 7.34 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para as estacas hélice contínuas de 12m de comprimento..... 259

Figura 7.35 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para estaca ômega de 12m de comprimento..... 260

Figura 7.36 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para os perfis metálicos de 18m de comprimento..... 261

Figura 7.37 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para os perfis metálicos de 18m de comprimento considerando-se o drapejamento das estacas metálicas..... 261

Figura 7.38 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para o perfil metálico de 12m de comprimento..... 262

Figura 7.39. Valores de PU/PC médios obtidos para o perfil metálico de 12m de comprimento por meio de cada método estudado considerando-se o drapejamento das estacas metálicas..... 263

Figura 7.40 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para a estaca trilho de 18m de comprimento..... 264

Figura 7.41 Valores de PU/PC médios obtidos para a estaca trilho de 18m de comprimento por meio de cada método estudado considerando-se o drapejamento das estacas metálicas..... 264

Figura 7.42. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para a estaca trilho de 20,5m de comprimento**.**..... 265

Figura 7.43 Valores de PU/PC médios obtidos para a estaca trilho de 20,5m de comprimento por meio de cada método estudado considerando-se o drapejamento das estacas metálicas..... 266

Figura 7.44 Valores de PU/PC obtidos por meio de cada método estudado para estaca pré-moldada de 14m de comprimento..... 267

Figura 7.45 Comparação entre os métodos estudados para cada tipo de estaca ensaiada (Na vertical – PU/PC)..... 269

Figura 8.1 Valores de RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1978)..... 283

Figura 8.2 Valores de RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1998)..... 283

Figura 8.3 Valores médios de RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1998) considerando-se o drapejamento nas estacas metálicas..... 284

Figura 8.4 Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Veloso (1975) utilizando-se valores de N_{spt}..... 291

Figura 8.5 Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do

método de Aoki & Veloso (1975) utilizando-se valores de N_{spt} descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas..... 292

Figura 8.6 Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Veloso (1975) utilizando-se valores provenientes de ensaios de CPT..... 292

Figura 8.7 Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Veloso (1975) utilizando-se valores provenientes de ensaios de CPT e descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas..... 293

Figura 8.8 Esquema do modelo da resistência de ponta e fuste..... 296

Figura 8.9 Valores RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio método de P.P. Velloso (1981) utilizando-se valores obtidos a partir de ensaios de CPT. 298

Figura 8.10 Valores RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio método de P.P. Velloso (1981) utilizando-se valores obtidos a partir de ensaios de CPT e descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas..... 299

Figura 8.11 Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Teixeira (1996)..... 306

Figura 8.12 Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio método de Teixeira (1996) descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas..... 307

Figura 8.13 Comparação entre os valores de RL/PC médios obtidos pelos métodos utilizados para as estacas raiz de 12m de comprimento..... 315

Figura 8.14 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para estaca raiz de 23m de comprimento..... 316

Figura 8.15 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para as estacas tipo perfil metálico de 18m de comprimento..... 317

Figura 8.16 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para as estacas tipo perfil de 18m de comprimento. 317

Figura 8.17 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca perfil de 12m de comprimento..... 318

Figura 8.18 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para a estaca tipo perfil metálico de 12m de comprimento. 319
Figura 8.19 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca tipo trilho de 18m de comprimento..... 320
Figura 8.20 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para a estaca tipo trilho de 18m de comprimento. 320
Figura 8.21 Comparação entre os valores de RL/PC médios obtidos pelos métodos utilizados para a estaca trilho de 20,5m de comprimento..... 321
Figura 8.22 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para a estaca trilho de 20,5m de comprimento. 322
Figura 8.23 Comparação entre valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para as estacas escavadas de 12m de comprimento..... 323
Figura 8.24 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para estacas hélice contínuas de 12m de comprimento..... 324
Figura 8.25 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca ômega de 12m de comprimento..... 325
Figura 8.26 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca pré-moldada de 14m de comprimento..... 326
Figura 8.27 Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos estudados para cada tipo de estaca..... 330

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 Valores de $\frac{\tau c}{\tau t}$ em função de Φ..... 9

Tabela 2.1 Parâmetros geotécnicos do Campo Experimental da Feagri/Unicamp..... 21

Tabela 2.2 Parâmetros de compressibilidade Campo Experimental da Feagri/Unicamp. Giacheti (1991)..... 21

Tabela 2.3 Coeficientes de colapso estrutural do subsolo do Campo Experimental da Feagri-Unicamp. 22

Tabela 2.4 Valores de N_{spt} determinados para o Campo Experimental..... 23

Tabela 2.5 Valores de torque máximo e residual obtidos em ensaios SPT-T com torquímetro analógico. Peixoto (2001)..... 25

Tabela 2.6 Valores de torque máximo e residual obtidos em ensaios SPT-T com torquímetro elétrico. Peixoto (2001)..... 28

Tabela 2.7 Valores médios de *fs* obtidos para cada 25cm..... 31

Tabela 2.8 Valores médios de *qc* obtidos para cada 25cm..... 35

Tabela 2.9 Valores médios de *FR (%)* obtidos para cada 25cm..... 39

Tabela2.10 Valores do módulo de elasticidade e Cisalhamento do solo.(FONTAINE, 2004)…….. 45

Tabela 2.11 Características físicas da argamassa industrializada utilizada..... 46

Tabela 2.12 Características das armaduras utilizadas nas estacas teste..... 48

Tabela 2.13 Características do perfil I utilizado..... 56

Tabela 2.14 Características do trilho utilizado. 56

Tabela 3.1. Relação das estacas utilizadas como reação nas provas de carga realizadas..... 72

Tabela 3.2. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas tipo trilho. 74

Tabela 3.3. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para os perfis metálicos tipo I. 75

Tabela 3.4. Valores de cargas máximas atingidas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas raízes..... 76

Tabela 3.5. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas escavadas. 78

Tabela 3.6. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas hélice contínuas..... 79
Tabela 3.7. Valores de carga e deslocamento máximos obtidos para a estaca ômega... 80
Tabela 3.8 Valores de carga e deslocamento máximos obtidos para a estaca pré-moldada. 81
Tabela 3.9 Recalques (ρ) obtidos nas cargas máximas (PC) e em PC/2..... 82
Tabela 3.10 Valores de rl calculados para cada estaca..... 84
Tabela 3.11 Comparação entre valores de rl de estacas comprimidas e tracionadas.... 86
Tabela 4.1 Pontos notáveis da curva carga vs recalque de estacas de deslocamento..... 90
Tabela 4.2 Valores de Cp. 92
Tabela 4.3 Valores de recalques estimados para as cargas PC/2, para cada estaca estudada, por meio do método de Vesic (1969, 1975a)..... 94
Tabela 4.4 Valores de recalques estimados para as cargas PC/2, para cada estaca estudada, por meio do método de Poulos & Davis (1980)..... 98
Tabela 5.1 Cargas máximas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga..... 103
Tabela 5.2 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga..... 104
Tabela 5.3 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga..... 104
Tabela 5.4 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga..... 104
Tabela 5.5 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga..... 105
Tabela 5.6 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga..... 105

Tabela 5.7 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga..... 107

Tabela 5.8 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga..... 108

Tabela 5.9 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 108

Tabela 5.10 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 108

Tabela 5.11 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 109

Tabela 5.12 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 109

Tabela 5.13 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 112

Tabela 5.14 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 112

Tabela 5.15 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 112

Tabela 5.16 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 113

Tabela 5.17 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga. 113

Tabela 5.18 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953)

considerando-se até o recalque situado em 90% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga..... 113

Tabela 5.19 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque máximo atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 116

Tabela 5.20 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% da carga máxima atingida pela prova de carga. 116

Tabela 5.21 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% da carga máxima atingida pela prova de carga 117

Tabela 5.22 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% da carga máxima atingida pela prova de carga 117

Tabela 5.23 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% da carga máxima atingida pela prova de carga. 117

Tabela 5.24 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% da carga máxima atingida pela prova de carga. 117

Tabela 5.25 Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque máximo atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 119

Tabela 5.26 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% da carga máxima atingida pela prova de carga. 119

Tabela 5.27 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% da carga máxima atingida pela prova de carga. 119

Tabela 5.28 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% da carga máxima atingida pela prova de carga. 120

Tabela 5.29 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% da carga máxima

atingida pela prova de carga. 120

Tabela 5.30 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% da carga máxima atingida pela prova de carga 120

Tabela 5.31 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque máximo atingido na carga máxima obtidas pela provas de carga. 122

Tabela 5.32 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% da carga máxima atingida pela prova de carga. 122

Tabela 5.33 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% da carga máxima atingida pela prova de carga. 122

Tabela 5.34 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% da carga máxima atingida pela prova de carga. 122

Tabela 5.35 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% da carga máxima atingida pela prova de carga. 123

Tabela 5.36 Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% da carga máxima atingida pela prova de carga. 123

Tabela 5.37 Carga máxima estimada por meio do método de Van der Veen (1953). (1953) considerando-se até o recalque máximo atingido..... 124

Tabela 5.38 Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96.... 126

Tabela 5.39 Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96..... 126

Tabela 5.40 Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96..... 127

Tabela 5.41 Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96. 127

Tabela 5.42 Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96..... 128

Tabela 5.43 Carga máxima determinada por meio do método da NBR

6122/96..... 128
Tabela 5.44 Carga máxima determinada por meio do método da NBR 6122/96..... 130
Tabela 5.45 Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973). 130
Tabela 5.46 Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973). 132
Tabela 5.47 Carga máxima determinada por meio do método de Davisson (1973). 133
Tabela 5.48 Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973). 133
Tabela 5.49 Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973). 134
Tabela 5.50 Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973)..... 136
Tabela 5.51 Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973). 136
Tabela 5.52 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque máximo atingido na prova de carga. 139
Tabela 5.53 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 139
Tabela 5.54 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 139
Tabela 5.55 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 140
Tabela 5.56 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 140
Tabela 5.57 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 140
Tabela 5.58 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque máximo atingido na prova de carga..... 143
Tabela 5.59 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 143
Tabela 5.60 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% das cargas máximas

obtidas pelas provas de carga. 144
Tabela 5.61 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 144
Tabela 5.62 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 144
Tabela 5.63 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga..... 144
Tabela 5.64 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando recalque máximo atingido na prova de carga..... 146
Tabela 5.65 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% da carga máxima obtidas pela prova de carga. 147
Tabela 5.66 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% da carga máxima obtidas pela prova de carga. 147
Tabela 5.67 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% da carga máxima obtidas pela prova de carga. 147
Tabela 5.68 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% da carga máxima obtidas pela prova de carga. 147
Tabela 5.69 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% da carga máxima obtidas pela prova de carga. 148
Tabela 5.70 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques máximos atingidos nas provas de carga..... 149
Tabela 5.71 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 150
Tabela 5.72 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% das cargas máximas

obtidas pelas provas de carga. 150
Tabela 5.73 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 150
Tabela 5.74 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga..... 151
Tabela 5.75 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. 151
Tabela 5.76 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques máximos atingidos nas provas de carga.... 154
Tabela 5.77 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% da carga máxima obtida pela prova de carga. 154
Tabela 5.78 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% da carga máxima obtida pela prova de carga. 155
Tabela 5.79 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% da carga máxima obtida pela prova de carga..... 155
Tabela 5.80 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% da carga máxima obtida pela prova de carga..... 155
Tabela 5.81 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% da carga máxima obtida pela prova de carga. 155
Tabela 5.82 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques máximos atingidos nas provas de carga..... 157
Tabela 5.83 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% da carga máxima obtida pela prova de carga. 157
Tabela 5.84 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996)

considerando-se recalque atingido até 60% da carga máxima obtida pela prova de carga. 158

Tabela 5.85 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% da carga máxima obtida pela prova de carga. 158

Tabela 5.86 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% da carga máxima obtida pela prova de carga. 158

Tabela 5.87 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% da carga máxima obtida pela prova de carga. 158

Tabela 5.88 Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque máximo atingido na prova de carga..... 160

Tabela 5.89 Valores de $P_{estimado}$/PC médios obtidos para cada método considerando-se carga máxima obtida na prova de carga..... 172

Tabela 5.90 Valores de $P_{estimado}$/PC médios obtidos utilizando-se os métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) considerando-se as cargas intermediárias em estudo. 172

Tabela 5.91 Valores de $P_{V.V}$/PC médios para todas as estacas obtidos por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se recalques atingidos até 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga... 173

Tabela 5.92 Valores de $P_{D.C}$/PC médios para todas as estacas obtidos por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques atingidos até 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga..... 173

Tabela 6.1 Módulo de elasticidade das estacas. 184

Tabela 6.2 Valores de carga no topo e no nível instrumentado Estaca raiz T1..... 184

Tabela 6.3 Valores de carga no topo e no nível instrumentado Estaca raiz T2..... 185

Tabela 6.4 Valores de carga no topo e no nível instrumentado estaca raiz T3..... 185

Tabela 7.1 Valores de α obtidos por meio de retro análises..... 201

Tabela 7.2 Parâmetros geotécnicos obtidos por diversos autores. Campelo (1994). 202

Tabela 7.3 Coeficientes de empuxo horizontal estimados por meio de retro análises, adotando-se ca=0,8c e δ=0,95Ø. Potyondy (1961)..... 207

Tabela 7.4 Coeficientes de empuxo horizontal estimados por meio de retro análises,

adotando-se ca=c e δ=Ø. 209

Tabela 7.5 Parâmetros geotécnicos obtidos por diversos autores. Campelo (1994). 211

Tabela 7.6 Valores de K_h obtidos por meio de retro-análises em estacas apiloadas adotando-se ca=c e δ=Ø..... 211

Tabela 7.7 Valores obtidos adotando-se ca=0,8c e δ=0,95Φ conforme Potyondy (1961). Valor de K_u= 1,0. Meyerhoff (1973)..... 218

Tabela 7.8 Valores obtidos adotando-se ca=c e δ=Φ .Valor de K_u = 1,0. Meyerhoff (1973). 220

Tabela 7.9 Valores de K_u obtidos por meio de retro-análises em estacas apiloadas. 222

Tabela 7.10 Valores de capacidade de carga adotando-se $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $0{,}66 = \frac{K}{K_o}$ 228

Tabela 7.11 Valores de capacidade de carga adotando-se $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $\frac{K}{K_o} = 1{,}0$. 229

Tabela 7.12 Valores de coeficiente de empuxo horizontal estimados por meio de retro análises, adotando-se $K_o = 0{,}60$ e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ 232

Tabela 7.13 Coeficientes do método de instalação da estaca. Levacher & Sieffert (1984) 235

Tabela 7.14 Valores de capacidade de carga estimados pelo método..... 235

Tabela 7.15 Capacidade de carga estimada utilizando-se λ=0..... 250

Tabela 7.16 Capacidade de carga estimada utilizando-se $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$ 252

Tabela 7.17 Métodos que apresentaram valores de PU/PC mais próximos da unidade para cada tipo de estaca estudada. 268

Tabela 7.18 Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método..... 268

Tabela 7.19 Valores de PU/PC médios obtidos para cada método considerando todas as estacas..... 271

Tabela 8.1 Fator característico do solo, C. Décourt & Quaresma (1978)..... 279

Tabela 8.2 Valores de coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Décourt (1998). 280

Tabela 8.3 Valores de coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Décourt (1998). 280

Tabela 8.4 Resistência lateral estimada por meio do método de Décourt & Quaresma (1978). 281
Tabela 8.5 Resistência lateral estimada por meio do método de Décourt & Quaresma (1998). Adotando valor de β=1,0..... 282
Tabela 8.6 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por Décourt & Quaresma (1978)..... 285
Tabela 8.7 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por Décourt & Quaresma (1998). 285
Tabela 8.8 Coeficientes de transformação F1 e F2. 287
Tabela 8.9 Coeficientes α e K. Aoki & Veloso (1975). 288
Tabela 8.10 Resistência lateral estimada por meio do método de Aoki & Veloso (1975) utilizando N_{spt}. 290
Tabela 8.11 Resistência lateral estimada por meio do método de Aoki & Veloso (1975) utilizando valores obtidos a partir de ensaios de CPT..... 290
Tabela 8.12 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Veloso (1975), utilizando-se valores de N_{spt}..... 293
Tabela 8.13 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Veloso (1975), utilizando-se valores obtidos por ensaios de CPT. 294
Tabela 8.14 Valores dos coeficientes a, b, a´,b´..... 297
Tabela 8.15 Resistência lateral estimada por meio do método de P.P. Velloso (1981)... 298
Tabela 8.16 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de P.P Velloso (1981), utilizando-se valores obtidos por ensaios de CPT..... 300
Tabela 8.17 Coeficientes β_1 e β_2 . David Cabral (1986)……... 301
Tabela 8.18 Valores de β_0. FUNDESP (2001)..... 302
Tabela 8.19 Resistência lateral estimada por meio do método de David Cabral (1986).. 302
Tabela 8.20 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por David Cabral (1986). 303
Tabela 8.21 Valores do parâmetro α. Teixeira (1996)..... 304
Tabela 8.22 Valores do parâmetro β. Teixeira (1996). 304

Tabela 8.23 Resistência lateral estimada por meio do método de Teixeira (1996)..... 306
Tabela 8.24 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por Teixeira (1996)..... 307
Tabela 8.25 Coeficientes α e K modificados por Monteiro (2000)..... 308
Tabela 8.26 Resistência lateral estimada por meio do método de Monteiro (2000).... 310
Tabela 8.27 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por Monteiro (2000)..... 311
Tabela 8.28 Valores dos coeficientes β1 e β2. 312
Tabela 8.29 Resistência lateral estimada por meio do método de FUNDESP (1998)..... 312
Tabela 8.30 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por FUNDESP (1998)..... 312
Tabela 8.31 Valores dos coeficientes β1 e β2. 313
Tabela 8.32 Resistência lateral estimada por meio do método de Antunes & Cabral (1996). 314
Tabela 8.33 Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por FUNDESP (1998).... 314
Tabela 8.34 Métodos que apresentaram valores de RL/PC mais próximos da unidade para cada tipo de estaca estudada..... 327
Tabela 8.35 Valores de RL/PC médios obtidos para cada método..... 327
Tabela 8.36 Valores de RL/PC médios obtidos para cada método considerando carga máxima e todas as estacas..... 329
Tabela 9.1 Valores fTmáximo e fTresidual obtidos por meio de torquímetro analógico por Peixoto (2001) 337
Tabela 9.2 Valores de $fT_{máximo}$/rl e /$fT_{mínimo}$/rl obtidos para cada tipo de estaca..... 339
Tabela 10.1 Valores médios de *fs* obtidos para cada metro..... 342
Tabela 10.2 Valores de fs/rl obtidos para cada tipo de estaca..... 343

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.1. Teses e dissertações nacionais desenvolvidas visando fundações tracionadas. Garcia (2005). 5

Quadro 2.1. Classificação e caracterização do subsolo do campo experimental..... 20

Quadro 2.2. Estacas teste estudadas nesta estaca pesquisa..... 45

Quadro 7.1 Parâmetros para métodos teóricos propostos baseados em retro análises. El (2003)..... 238

LISTA DE SÍMBOLOS

σh=tensão horizontal, normal ao contato estaca/solo;

tgδ=coeficiente de atrito estaca/solo;

μ=tgδ (coeficiente de atrito entre o solo/estaca);

ko=1-senΦ;

$_{nat}$= peso específico natural;

ρ_s= peso específico dos sólidos;

ρ_d= peso específico aparente seco máxima;

W= teor de umidade;

e= índice de vazios;

n= porosidade;

c= coesão;

ϕ = ângulo de atrito;

R_c= resistência à compressão simples,

S_r= grau de saturação;

σ'_v= tensão geostática normal efetiva;

e_o= índice de vazios inicial; C_c= índice de compressão do solo;

σ'_{ad} = tensão de pré adensamento do subsolo;

OCR= razão de sobre adensamento ;

qc=resistência de ponta obtida pelo CPT;

fs=resistência lateral obtida por ensaio de CPT;

Fr=razão de atrito (fs/qc);

Ko=coeficiente de empuxo em repouso;

G=módulo de cisalhamento do solo;

E=módulo de elasticidade do solo;

Deq= diâmetro equivalente;

d= altura do perfil;

b_f=largura da aba do perfil ;

t_w=espessura da alma do perfil;

t_t=espessura da aba do perfil;

h=altura interna do perfil;

d´= altura livre da alma do perfil;

SPE=área de ponta embuchada;

SPNE =área de ponta não embuchada;

SL=área lateral por metro de estaca;

S=área da seção transversal;

ρ=deslocamento vertical;

L=comprimento da estaca;

D=diâmetro da estaca;

PC=carga máxima atingida pela prova de carga;

rl=resistência lateral média da estaca;

Sl=área lateral da estaca;

Qu=carga última;

Qp= carga na ponta no estágio de carregamento;

Qlat= carga lateral no estágio de carregamento;

A= área de seção transversal da estaca;

E_c= módulo de elasticidade do material da estaca;

α_{ss}= fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste;

S_e=recalque devido ao encurtamento elástico da estaca;

S_p=recalque do solo devido à carga de ponta da estaca;

S_f=recalque do solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste;

Sd=desvio padrão;

Cv=coeficiente de variação;

w = recalque;

Q = carga aplicada à estaca;

B = diâmetro da estaca;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

I_0 = fator de influência para deformações;

R_k = para compressibilidade da estaca;

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

R_v = para o coeficiente de Poisson do solo;

R_b = para a base ou ponta quando estiver em solo mais rígido;

P=carga aplicada no topo da estaca;

R= carga última correspondente a assíntota vertical da curva;

s= deslocamento referente à carga P;

α= coeficiente que define a forma da curva;

Q_{pc}= carregamento referente à prova de carga;

Q_r= carga de ruptura adotada;

$P_{V.V}$= valor de carga máxima estimado por meio do método de Van der Veen (1953);

ρ=recalque de ruptura convencional;

R= carga de ruptura convencional;

A=área da seção transversal da estaca;

P_{DC}= valor de carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996);

P_{Dav}= valor de carga máxima estimada por meio do método de Davisson (1973);

P_{NBR}= valor de carga máxima estimada por meio do método da NBR 6122/1996;

P_u=Resistência última à tração do elemento de fundação;

P_f= peso próprio da fundação;

P_s=peso do solo contido no cone;

Z= comprimento ou profundidade de instalação da estaca;

B=diâmetro ou largura da estaca;

Ca=adesão solo-estaca;

δ= ângulo de atrito solo-estaca;

γ= peso específico do solo;

K_{ht}= coeficiente de empuxo horizontal na tração no contato solo-estaca;

α= ângulo de geratriz da superfície de ruptura;

Plu= resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura cilíndrica;

τs=tensão de cisalhamento;

σ_h= tensão horizontal (normal ao contato estaca-solo);

ca=coeficiente de adesão estaca/solo;

tgδ=coeficiente de atrito estaca/solo;

p=perímetro da estaca;

ca= coeficiente de adesão estaca/solo;

σ'_{vm}=tensão vertical efetiva;

K_h=coeficiente de empuxo horizontal;

tgδ=coeficiente de atrito estaca/solo;

A= área da placa;

B=largura da placa;

D_o=profundidade máxima da placa;

K_b e K_c=são coeficientes de arrancamento;

α=inclinação da carga com a vertical;

c= coesão do solo;

W=peso da fundação;

γ= peso específico do solo;

σ'_{vm} = tensão efetiva vertical média, devida ao peso do solo;

K_u= coeficiente de arrancamento;

A_l= área lateral da estaca;

Q_{ptf}=resistência de ponta;

Q_{stf}=resistência de atrito lateral;

p= perímetro da fundação;

σ'_h= tensão efetiva horizontal que age como uma tensão normal na interface solo fuste;

δ'=ângulo de atrito efetivo para o contato solo-estaca;

σ'_v=tensão vertical efetiva;

K= coeficiente de empuxo horizontal (σ'_h/σ'_v);

K_{mo}= coeficiente de método de execução da estaca fornecido pela tabela 7.13;

λ= ângulo de geratriz da superfície de ruptura;

rp=resistência de ponta unitária;

Nl= valor médio do N_{spt} lateral da estaca, não se considerando os valores a serem utilizados no valor da ponta. ($Nl \geq 3,0$ e $Nl \leq 50,0$);

Np=valor médio do Nspt da ponta obtido na cota de apoio, imediatamente superior e inferior.

C=fator característico do solo fornecido pela tabela 8.1.

Neq= Valor de Nspt equivalente;

F1 e F2 = coeficientes de correlação entre a estaca e o a sonda cônica do CPT;

α = fator de execução da estaca, sendo 1,0 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas;

β=fator de dimensão da base da estaca;

p= pressão de injeção da estaca;

fT= tensão de atrito lateral;

h= penetração do amostrador;

T=torque máximo.

RESUMO

Apresenta-se neste trabalho o estudo do comportamento de diferentes tipos de estacas, implantadas em solo de diabásio, quando submetidas a esforços de tração, através da realização de provas de carga estática do tipo lenta.

Foram executadas quatro estacas tipo raiz sendo uma de 23m de comprimento e 310 mm de diâmetro e três instrumentadas de 12m de comprimento com 410 mm de diâmetro; três estacas metálicas perfil I tipo W250x32,7, sendo uma com 12m e duas com 18m de comprimento; duas estacas tipo trilho TR37 sendo uma com 18m e outra de 20,5m de comprimento.

Foram também estudadas as seguintes estacas já anteriormente instaladas no local em estudo: três estacas escavadas (sem lama bentonítica) de 12m de comprimento e 400 mm de diâmetro, três estacas tipo hélice contínua com 12m de comprimento e 400 mm de diâmetro, uma estaca tipo ômega de 12m de comprimento e 370 mm de diâmetro e uma estaca pré-moldada de oncreto com 14m de comprimento e 180 mm de diâmetro.

O local de execução das estacas foi o Campo Experimental para Estudos em Mecânica dos Solos e Fundações localizado dentro dos limites da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp (Universidade Estadual de Campinas), localizada no município de Campinas, interior de São Paulo.

O subsolo do local é constituído por solo poroso de diabásio, cuja primeira camada de 6,5m de espessura é constituída de argila silto-arenosa, seguida de uma camada de silte arenoso e nível de água a 17m de profundidade.

Foram utilizados os seguintes métodos para a estimativa da capacidade de carga próprios para esforços de tração como: Método do Tronco de Cone, Método do Cilindro de Atrito, Método de Meyerhoff (1973); Método de Kulhawy (1985); Método de Levacher & Sieffert (1984) e Método da Universidade de Grenoble de acordo com Martin (1963). Os valores de capacidade de carga estimados por meio de cada método foram então confrontados com os valores de carga máxima obtidos por meio das provas de carga.

As resistências laterais totais de cada estaca foram determinadas por meio dos seguintes métodos semi-empíricos próprios para esforços de compressão: Décourt & Quaresma (1998); Décourt & Quaresma (1978); Aoki & Velloso (1975 – SPT); Aoki &

Velloso (1975 – CPT); David Cabral (1986); P.P Velloso (1981); Teixeira (1996); Antunes & Cabral (1996); FUNDESP (1998) e Monteiro (2000). Os valores de resistência lateral obtidos pelos métodos foram comparados aos valores de carga máxima obtidos pelas provas de carga.

As capacidades de carga a tração das estacas estudadas foram previstas por meio dos seguintes métodos próprios para extrapolação de curvas carga x recalque: Van der Veen (1953), Décourt (1996), NBR 6122/96 e Davisson (1978). Para os métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) foram estimadas cargas máximas a partir de pontos da curva carga x recalque situados até recalques referentes a cargas de 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas atingidas pelas provas. Este procedimento teve como objetivo verificar a aplicabilidade destes métodos caso as provas de carga fossem prematuramente interrompidas.

Foram também previstos valores de recalques obtidos para cargas referentes a PC/2 por meio dos métodos de Vesic (1969, 1975a) e Poulos & Davis (1980).

Foram também determinadas nesta pesquisa correlações matemáticas entre valores de atrito lateral médios para cada estaca estudada (rl), determinados por meio das provas de carga, e dados de resistência lateral obtidos utilizando-se parâmetros provenientes de ensaios de cone (CPT) e SPT-T, como fs (para CPT) e $fT_{máximo}$ e $fT_{mínimo}$ (para SPT-T).

PALAVRAS CHAVE: Esforços de tração, fundações profundas, estacas.

ABSTRACT

This research presents the behavior of different kinds of piles conducted in unsaturated diabasic porous soil submitted to uplift forces.

For this research there were built the follow piles: three instrumented root piles with 12m length and 410mm of nominal diameter, one root pile with nominal diameter of 310mm and 23m length, two metallic piles type W250x32.7 with 18 meters length, one metallic pile with 12m length and type W250x32.7, two trail piles TR37 type, one of them with 18 meters length and the other with 20.5 meters length.

There were also considered in this research the follow piles already conducted at the studied area: three bored piles with 12 meters length and diameter of 400mm, three Continuous Flight Auger piles with 12 meters length and diameter of 400mm, one Omega pile with 12m length and diameter of 370mm and one Concrete Precast pile with 14 meter length and diameter of 180mm.

The piles were built at the site for Experimental Studies in Soil Mechanics and Foundations. This experimental area is situated at the State University of Campinas, in the interior region of the state of São Paulo, Brazil.

The local subsoil is basically composed by a superficial layer of approximately 6,5m thick composed of high porosity silt-sand clay followed by clayey-sandy silt. The water table is not checked until a depth of 17 meters.

The carrying capacity of the studied piles was also provided by means of theoretical methods appropriate for uplift forces. The methods considered were: Method of the Trunk of Cone, Method of Cylinder of Friction, Meyerhoff (1973), Kulhawy (1985), Levacher & Sieffert (1984) and University of Grenoble in according to Martin (1963). The values estimated using the methods under consideration were compared to those obtained by means of the load tests.

Methods for "load *x* settlement" curves extrapolation such as: Van der Veen (1953), Décourt (1998) and NBR 6.122 (1996) and Davisson (1973) were also used to provide the carrying capacity of the studied piles. There were also provided by Van der Veen (1953) and Décourt the ultimate loads for each using 50, 60, 70, 80 e 90% of the ultimate load obtained by means of the load tests.

Semi-empirical methods, appropriate for compression forces, were also used considering only the portion of lateral resistance. The methods studied were the following: Décourt & Quaresma (1998); Décourt & Quaresma (1978); Aoki & Veloso (1975 – SPT); Aoki & Veloso (1975 – CPT); David Cabral (1986); P.P Velloso (1981); Teixeira (1996); Antunes & Cabral (1996); FUNDESP (1998) e Monteiro (2000). The obtained values of lateral resistance were compared to the maximum load obtained by means of the load tests.

The settlements of the studied piles were also determinate by Vesic (1969, 1975a) and Poulos & Davis (1980).

Mathematical correlations between lateral friction values, obtained by means of the load tests, and lateral resistance values obtained by means of field tests like SPT-T and CPT were also provided in this research.

KEYWORDS: Uplift efforts, deep foundations, piles.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A carga de ruptura de uma fundação tracionada pode ser quantificada como sendo o peso próprio do elemento de fundação somado ao peso de uma massa de solo contida no interior da superfície de ruptura e a resistência por cisalhamento que ocorre na superfície de ruptura.

Este problema nem sempre é de fácil resolução, pois a quantificação do peso do solo deverá ser função do formato da superfície de ruptura, o que ainda representa ponto de discussão importante entre os projetistas de fundações. Outra dificuldade consiste na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento desta superfície, pois estes dependerão tanto de características geomecânicas do solo como do tipo e da maneira de execução da fundação.

Em projetos de fundações profundas não é rara a necessidade da determinação da capacidade de carga destes elementos considerando-se esforços de tração.

Um caso bastante corriqueiro consiste no projeto de elementos enterrados que servirão de fundações para estruturas de porte delgado e de elevada altura. Como exemplo, pode-se citar o caso de projetos de fundações que servirão de base para torres de linhas de transmissão. Os esforços de tração neste caso serão provenientes de diversas ações, entre as quais o vento atuando tanto na torre, como nos cabos.

O esforço de tração em torres de linha de transmissão corresponde ao resultado de momentos que tendem a tombar a torre, os quais, de acordo com Orlando (1985) podem ser ocasionados devido aos seguintes fatores:

a) Esforços de vento na própria torre ou cabo;
b) Eventuais rupturas de cabos;
c) Desequilíbrio de esforços nos cabos de ancoragem e nas torres de ângulo.

Estes fatores causam esforços horizontais e momentos, que, por sua vez, provocam esforços de tração e/ou compressão nas pernas das torres autoportantes. Em geral, de acordo com Danziger (1983), a verificação ao arrancamento nos projetos destas estruturas corresponde à situação mais crítica.

Orlando (1999), cita que na engenharia de fundações existem inúmeras situações em que se recorre ao emprego de estacas tracionadas, tais como:

a) Fundações de blocos de ancoragem de tubulações que transportam líquidos sobre pressão;
b) fundações de plataformas marítimas e de petróleo;
c) fundações de estruturas leves industriais, submetidas a esforços de vento;
d) obras de contenção submetidas a empuxos laterais de água ou de solo;
e) fundações de estruturas leves submetidas a subpressão de água, como exemplo: piscinas, estações elevatórias de esgoto, galerias;
f) fundações de ancoragens para navios;
g) fundações que transpassam solos expansivos.

Como se pode observar existem situações no qual os esforços de tração são acidentais, como o caso de solicitações causadas pelo vento, assim como também existe situações em que estes esforços são permanentes, como os causados por empuxos de terra ou água. De acordo com Orlando (1999) esta consideração é de grande importância no dimensionamento das fundações, tanto na análise de recalques como na adoção de coeficientes de segurança.

Orlando (1999) cita algumas principais questões relacionadas a fundações tracionadas que interessam ao engenheiro geotécnico:

-Qual a resistência à tração da fundação e quais os fatores que a influenciam, como: dimensões; profundidade; tipo de solo; processo executivo e tempo de duração da carga?

-Qual o deslocamento necessário para mobilizar a carga de ruptura e, também, aquele necessário para mobilizar a carga de trabalho?

Em vista disso, nessas situações, é importante que o engenheiro disponha de informações que lhe permitam avaliar com critério e segurança os fatores que afetarão a resistência à tração, e que serão mobilizados pelo sistema estaca-solo na situação em estudo.

Porém, o que ocorre na prática é que os métodos teóricos próprios para a previsão da capacidade de carga de estacas submetidas a esforços de tração na maioria das vezes conduzem a valores contra a segurança ou demasiadamente conservativos.

Diante dessa situação, é prática comum entre diversos projetistas a adoção de métodos empíricos e semi-empíricos desenvolvidos para estacas submetidas a esforços axiais de compressão. Adota-se neste caso a hipótese de que a resistência última de uma estaca tracionada corresponderia à porcentagem da resistência lateral no instante de ruptura de uma mesma estaca solicitada a esforços compressivos. Ressalta-se que ainda não há um consenso entre os projetistas, sendo o valor de 70% bastante utilizado.

Tal suposição acarreta erros, pois geralmente um determinado método que se apresenta como adequado para uma determinada condição, em outra poderá fornecer parâmetros de previsão de capacidade de carga à tração totalmente fora do real, além do fato de algumas equações, empíricas ou semi-empíricas, apresentarem grande grau dispersão de seus resultados, mesmo quando são utilizadas para a previsão de capacidade de carga de estacas comprimidas.

Para o caso de estacas tracionadas, normalmente a condição mais crítica para o seu dimensionamento consiste na correta estimativa de sua capacidade de carga, uma vez que os deslocamentos na carga de trabalho são, geralmente, de pequena magnitude.

A análise de resistência a esforços de tração em estacas depende segundo Orlando (1999), basicamente de fatores como:

a) tipo de solo, diferenciando-se basicamente os conceitos em solos arenosos e em argilas;
b) das propriedades geomecânicas das camadas do maciço;
c) do processo executivo da estaca;

d) do tipo de carregamento que solicitará a estrutura (estático, cíclico, cargas atuando de maneira excêntrica, etc).

Particularmente, quanto ao processo executivo da estaca e sua influência na capacidade de carga a tração, pode-se, de uma maneira generalista, agrupar estes elementos, quanto ao modo de instalação em três categorias:

a) *Estacas de deslocamento (grande ou pequeno):* Consistem naquelas que são introduzidas no terreno por meio de algum processo que não promova a retirada do solo. Entre esta podem ser citadas as do tipo Franki, pré-moldadas de concreto cravadas, perfis metálicos, trilhos, etc.

b) *Estacas escavadas (de substituição):* São aquelas que são executadas *in situ* por meio da perfuração do terreno por um processo qualquer causando a remoção do material com ou sem revestimento, com ou sem fluido estabilizante. Nesta categoria podem ser incluídas as estacas do tipo hélice contínua, S*trauss*, brocas, etc. As estacas tipo ômega constituem um caso intermediário entre o grupo das estacas escavadas e as de deslocamento.

c) *Estacas injetadas:* As estacas injetadas se diferenciam das demais devido a quatro razões: a) podem ser executadas como maiores inclinações (0-90^{o}); b) o processo de perfuração permite atingir grandes profundidades e terrenos de alta resistência, o que lhes confere maior nível de carga transmitida ao solo por atrito lateral comparando-se com outros tipos de estacas de mesmo diâmetro; c) como sua carga admissível resulta fundamentalmente da parcela de atrito lateral, podem ser utilizadas com mesma carga de trabalho à tração e à compressão, desde que o fuste seja convenientemente armado; d) são executadas por meio de elevadas pressões de injeção.

O problema de avaliação da capacidade de carga de estacas submetidas à esforços de tração apoiando-se nos fundamentos da Mecânica dos Solos é relativamente recente, pois somente a partir de 1960 é que este problema passou a ser abordado com mais atenção.

Existem vários métodos de cálculo para se avaliar a resistência das fundações quando submetidas a esforços de tração. Uma descrição destes métodos pode ser encontrada nas dissertações de mestrado de Danziger (1983), Orlando (1985), Campelo (1994) ou nas teses de doutoramento de Carvalho (1991), Orlando (1999).

Garcia (2005) apresenta o quadro 1.1 em que são relatadas algumas dissertações e teses nacionais cuja temática de estudo foram fundações diversas submetidas a esforços de arranque.

Quadro 1.1. Teses e dissertações nacionais desenvolvidas visando fundações tracionadas. Garcia (2005).

Autor	Título	Resumo
DANZIGER (1983) Mestrado COPPE/UFRJ	Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração.	Realização de provas de carga em sapatas e tubulões para a aferição de teorias quanto à sua aplicabilidade em um solo residual de gnaisse. Foram observados deslocamentos muito pequenos, mesmo estando próximo à ruptura. Foram sugeridas algumas adaptações e modificações nos métodos, as quais forneceram resultados aceitáveis.
ORLANDO (1985) Mestrado POLI/USP	Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração. Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas.	Realização de provas de carga em tubulões, com e sem base alargada, para aferição das teorias quanto à sua aplicabilidade em areia porosa da região da cidade de Bauru/SP. Foram realizados também comentários a respeito da segurança destas fundações.
RUFFIER DOS SANTOS (1985) Mestrado COPPE/UFRJ	Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos.	Análises de ensaios de sapatas e tubulões em solo residual de gnaisse. Comparação dos resultados obtidos em campo com os métodos existentes para cálculo de capacidade de carga e com um programa desenvolvido que utiliza técnica de elementos finitos. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados por meio de retroanálises de ensaios "in situ". Levou-se em consideração nas análises, o comportamento não linear e a plastificação do solo.
OLIVEIRA (1986) Mestrado COPPE/UFRJ	Ensaios "in situ" de resistência ao arrancamento de placas horizontais reduzidas.	Realização de provas de carga com placas circulares de pequeno diâmetro instaladas a pequenas profundidades. Validação de aplicabilidade de alguns métodos teóricos para solos tropicais.
DAVISSON DIAS (1987) Doutorado COOPE/UFRJ	Aplicação de pedologia e geotecnia em projeto de fundações de linhas de transmissão.	Realização de provas de carga à tração em sapatas executadas em solo laterítico, cujos resultados foram comparados com os estimados pelo método de Grenoble. O trabalho procurou sistematizar um método de definição de fundações utilizando-se levantamentos pedológicos existentes
ORLANDO (1999) Doutorado POLI/USP	Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos. Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão.	Provas de carga à tração em estacas escavadas sem base alargada. Contribuição da resistência destas estacas, apresentando a influência de suas características geométricas e das propriedades da areia por meio de modelos físicos. Discussão do mecanismo de ruptura à tração e análise comparativa entre a resistência lateral das estacas à tração e

		a compressão.
RUFFIER DOS SANTOS (1999). Doutorado COPPE/UFRJ.	Capacidade de carga de fundações submetidas à esforços de tração em taludes	Desenvolvimento de um método semi-empírico de estimativa da capacidade de fundações tracionadas, empregando a equação de Kotter. Foram desenvolvidas formulações, ábacos e tabelas para a utilização do método proposto. Em areias e em solos com c e φ, as previsões foram contrárias a segurança, entretanto para argilas não drenadas as previsões foram satisfatórias. A técnica de redes neurais também foi empregada nas estimativas.

Na avaliação da resistência de estacas tracionadas de seção cilíndrica e ou prismática, segundo Orlando (1999), têm-se empregado duas linhas de métodos de cálculo:

a) *Métodos de cálculo que admitem superfícies de ruptura cilíndricas ou primáticas no contato solo-estaca, ou muito próximo a este*: da mesma forma como se faz com estacas comprimidas, por meio da resistência lateral ou do atrito lateral (métodos teóricos ou semi-empíricos).

b) *Métodos específicos para estacas tracionadas*: os quais podem admitir superfícies de ruptura diferentes das cilíndricas ou prismática.

1.1.1 RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS TRACIONADAS VERSUS RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS COMPRIMIDAS ADMITINDO-SE RUPTURA PELA LIGAÇÃO ESTACA-SOLO

De acordo com Campelo (1994), existem muitas discussões entre autores sobre a definição do atrito em estacas submetidas a carregamentos axiais à tração.

Atualmente tem sido uma tendência considerar genericamente que a maior parcela da capacidade de carga de uma estaca, quando submetida a um esforço axial, será em função do atrito originado pelo contato estaca-solo, que dependerá da superfície lateral da estaca, do processo executivo desta, das propriedades geomecânicas do solo, etc.

É corrente o emprego do termo “atrito lateral” com o intuito de se referir à resistência lateral originada pela adesão entre o solo e o fuste da estaca.

O estabelecimento de uma relação entre as resistências laterais desenvolvidas pelas estacas tracionadas, admitindo-se ruptura pela ligação estaca/solo, e comprimidas tem sido a preocupação de diversos pesquisadores.

A consideração de se assumir que a resistência lateral é igual tanto para as estacas comprimidas quanto para as mesmas tracionadas ainda é um assunto polêmico.

Segundo Orlando (1985), para estacas implantadas em areias, a tendência atual é a de se considerar uma redução da resistência à tração em relação à resistência lateral da mesma estaca quando comprimida.

Quando uma estaca é comprimida, as tensões de cisalhamento presentes no contato estaca/solo tendem a sofrer um incremento em função do aumento da tensão vertical efetiva do solo junto à estaca. Assim sendo, presume-se que as tensões normais horizontais também venham a sofrer uma tendência de crescimento. Deve-se então concluir que a tensão gerada de atrito lateral também deveria ser aumentada, uma vez que esta pode ser determinada pela equação 1.1.

$$\tau s = \sigma h' * tg\, \delta \quad (1.1)$$

Onde:

σh=tensão horizontal, normal ao contato estaca/solo;

tgδ=coeficiente de atrito estaca/solo.

No caso de uma solicitação à tração, o que ocorre é justamente o inverso. Neste caso as tensões cisalhantes impostas pela estaca ao solo tendem a diminuir as tensões verticais efetivas presentes ao redor da estaca, o que certamente influenciaria na mobilização do atrito lateral estaca/solo.

Portanto, de acordo com o que foi exposto, pode-se assumir que o atrito lateral em estacas comprimidas e tracionadas tende a se apresentar em magnitudes diferentes, sendo o atrito lateral verificado para estacas submetidas a esforços de arranque menor que o atrito lateral observado na mesma estaca quando comprimida.

Melo (1982) argumentou que na interface estaca-solo, quando uma estaca é sujeita ao arrancamento, a tensão vertical efetiva deve ser menor que a pressão de terra, pois parte do peso do solo é transportado pela estaca. Por outro lado, se a estaca é sujeita à compressão, a

tensão vertical deve ser maior que a pressão de terra. Com isso, o autor cita que o atrito lateral à tração é menor que o de compressão.

Carvalho *et al* (1991) obtiveram atrito lateral a tração da ordem de 84% do valor do atrito lateral de compressão ao se estudar estacas tipo raiz executadas no Campo Experimental da Escola de Engenharia de São Carlos.

Carneiro *et al* (1994) obtiveram para estacas apiloadas e escavadas tipo broca executadas no Campo Experimental de Fundações da EESC/USP, valores de atrito lateral a tração da ordem de 85% do atrito lateral a compressão.

Para Beringen *et al* (1979) *apud* Carneiro (1994), para as estacas cravadas em areia densa, pré-adensada, a razão de atrito lateral à tração e à compressão situa-se entre 0,65 e 0,76, com média para 0,7.

De acordo com Brinch Hansen (1968) *apud* Orlando (1985) a relação entre tensão tangencial comprimida e a tensão tangencial tracionada poderia ser verificada, com ajuda da teoria da elasticidade, pela equação 1.2 a seguir:

$$\frac{\tau c}{\tau t} = \frac{1 + \mu ko}{1 - \mu ko} \quad (1.2)$$

Onde:

μ=tgδ (coeficiente de atrito entre o solo/estaca);

ko=1-senΦ

Dessa maneira, para areias, supondo-se adesão e coesão nulas e μ=tgΦ, tem-se:

$$\frac{\tau c}{\tau t} = \frac{1 + \mu ko}{1 - \mu ko} = \frac{1 + tg\,\phi(1 - \text{sen}\,\phi)}{1 - tg\,\phi(1 - \text{sen}\,\phi)} \quad (1.3)$$

Esta relação não varia muito com os valores de ângulo de atrito interno conforme o que se pode notar pela tabela 1.1.

Tabela 1.1. Valores de $\frac{\tau c}{\tau t}$ em função de Φ

Φ	25°	28°	30°	35°	40°	45°
$\frac{\tau c}{\tau t}$	1,74	1,79	1,81	1,85	1,86	1,83

Assim, de acordo com a tabela 1.1 pode-se verificar que o atrito lateral na tração corresponde em média 55% do atrito lateral da mesma estaca quando comprimida e executada em areia.

Uma prática bem comum entre os projetistas de fundações consiste em estimar a resistência lateral de uma estaca submetida à esforços de tração, admitindo-se ruptura pela ligação estaca/solo, como sendo uma porcentagem da resistência da mesma estaca caso esta fosse comprimida. Dessa maneira, são utilizados para a avaliação da resistência lateral de estacas tracionadas métodos já consagrados desenvolvidos para condições de esforços compressivos, simplesmente aplicando-se um fator de redução percentual.

Muito se questiona a respeito da relação entre atrito lateral de estacas tracionadas e comprimidas. No caso de argilas saturadas, com carregamento sem drenagem, tem-se admitido que a resistência lateral na tração seja igual à resistência lateral na compressão. De Nicola & Randolph (1993).

Entretanto no caso de solos arenosos ou com parcelas significativas do atrito em sua resistência, Orlando & Maffei (2000) comentam que muitos autores consideram que a resistência lateral na tração é menor que na compressão, como por exemplo, Brinch & Hansen (1968), Tejcman (1971), Beringen *et all* (1979) entre outros.

McClelland (1972) *apud* Orlando & Maffei (2000) sugere que se adote o atrito lateral á tração (Rlt) como 70% do atrito lateral a compressão (Rl_c).

Uma comparação entre atrito lateral em estacas tracionadas e comprimidas foi realizada por Orlando & Maffei (2000). Neste trabalho os autores apresentam uma série de ensaios à tração e de compressão em modelos reduzidos de estacas enterrados em um tanque de areia. Os autores concluíram que em todas as situações estudadas a resistência lateral à tração apresentou-se sempre menor do que a compressão e que a relação $\frac{Rlt}{Rlc}$ decresce à

medida que a profundidade relativa $\frac{L}{D}$ diminui. Os autores também verificaram que as curvas carga *versus* recalque para ensaios de tração apresentam uma resistência de pico para pequenos deslocamentos.

Poulos & Davis (1980) recomendam adotar $Rl_t = \frac{2}{3} Rl_c$. Por outro lado, existem autores que consideram que a resistência lateral à tração seja igual à resistência lateral na compressão, como o caso de Olson (1990), Toolan *et all* (1990) entre outros. Orlando & Maffei (2000).

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Neste primeiro capítulo são apresentadas: a introdução geral ao tema, com suas respectivas generalidades; justificativas e objetivos do estudo.

No capítulo 2 é apresentado um levantamento de dados sobre as características geotécnicas do Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp. Este item apresenta parâmetros advindos de ensaios de campo como: Sondagem a Percussão tipo SPT (Standard Penetration Test), SPT-T (Standard Penetration Test com verificação de torque), Sondagens tipo CPT (Cone Penetration Test) e DMT (Dilatômetro de Marchetti); além de parâmetros obtidos por meio de ensaios laboratoriais como: Ensaios de Compressão Edométrica, Ensaios Triaxiais, Ensaios de simples caracterização geotécnica entre outros. Ainda neste capítulo pode ser encontrada a execução das estacas teste e de reação executadas para esta pesquisa.

No capítulo 3 são relatadas as operações de montagem e execução das provas de carga necessárias para esta pesquisa. Demonstra também os parâmetros obtidos e apresenta as curvas carga *versus* recalque obtidas.

No capítulo 4 são apresentados métodos para a estimativa de recalques. Encontram-se também neste os parâmetros obtidos por meio dos métodos considerados e discussões a respeito dos resultados encontrados. Os valores de recalque estimados por meio de cada

método foram comparados com os recalques obtidos pelas provas de carga com o intuito de se verificar a aplicabilidade destes para as condições consideradas neste trabalho. Os métodos utilizados foram os seguintes: Vesic (1969, 1975a) e Poulos & Davis (1980).

No capítulo 5 são relatados e discutidos os valores de carga máxima estimados por meio de métodos de extrapolação de curvas carga *versus* recalque. Os valores das cargas estimadas foram confrontados com os valores determinados pelas provas de carga. Foram utilizados os seguintes métodos consagrados: NBR 6122/96, Davisson (1973), Van der Veen (1953) e Décourt (1996). Para o método de Van der Veen (1953) e método de Décourt (1996) foram estudados também pontos situados, além da carga de ruptura, em valores referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% da carga de ruptura. Este procedimento teve como objetivo verificar a aplicabilidade do método caso a prova de carga fosse interrompida precocemente.

No capítulo 6 são relatados os procedimentos utilizados na execução da instrumentação instalada nas estacas raiz de 12m de comprimento. São apresentados também gráficos de transferência de carga e de atrito lateral obtidos por meio da interpretação dos resultados determinados pela instrumentação. Este tópico também traz os valores dos módulos de elasticidade à tração das estacas ensaiadas.

No capítulo 7 são apresentadas considerações a respeito dos métodos teóricos utilizados nesta pesquisa para a estimativa da capacidade de carga à tração das estacas consideradas. Os métodos contemplados nesta pesquisa foram os seguintes: Método do Tronco de Cone; Método do Cilindro de Atrito (baseado na Teoria da Resistencia Lateral); Método de Meyerhoff (1973); Método de Kulhawy (1985); Método de Levacher & Sieffert (1984) e Método da Universidade de Grenoble. Os valores de carga de ruptura estimados foram comparados com os valores de carga de ruptura obtidos por meio das provas de carga. Deve-se ressaltar que neste capítulo também são sugeridos parâmetros de projeto, determinados por meio de retro análises, com o objetivo de adequar os métodos considerados para as condições de estudo desta tese.

No capítulo 8 são apresentados cálculos para estimativa da resistência lateral total das estacas estudadas por meio de métodos semi-empíricos próprios para solicitações à compressão. Os parâmetros obtidos foram comparados com os valores obtidos por meio das provas de carga executadas.

Nesta etapa foram utilizados os seguintes métodos relacionados: Décourt & Quaresma (1998); Décourt & Quaresma (1978); Aoki & Velloso (1975 – SPT); Aoki & Velloso (1975 – CPT; David Cabral (1986); P.P Velloso (1981); Teixeira (1996); Antunes & Cabral (1996); FUNDESP (1998) e Monteiro (2000).

O capítulo 9 apresenta os resultados de correlações matemáticas entre valores de resistência lateral média de cada estaca, obtidas por meio das provas de carga, com valores de tensão de atrito máximo e mínimo (fTmáximo e fTmínimo) calculados a partir de ensaios de SPT-T.

O capítulo 10 apresenta os resultados de correlações matemáticas entre valores de resistência lateral média de cada estaca, obtidas por meio das provas de carga, com valores de resistência lateral (fs) obtidos por meio de ensaios de cone (CPT).

O Capítulo 11 apresenta as conclusões obtidas por meio das análises dos dados determinados por meio dos procedimentos técnicos adotados nesta pesquisa.

1.3 OBJETIVOS

Esta pesquisa possui como objetivo os seguintes itens:

a) Contribuir com o meio técnico na ampliação do conhecimento sobre solicitações à tração em fundações profundas.

b) Verificar a aplicabilidade de métodos teóricos, próprios para esforços de tração, na estimativa da capacidade de carga de diferentes tipos de estacas executadas em solo de Diabásio no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp.

c) Verificar a aplicabilidade de métodos semi-empíricos, próprios para estacas comprimidas, na previsão das resistências laterais das estacas tracionadas estudadas.
d) Verificar a aplicabilidade de métodos de extrapolação de curva carga *versus* recalque na previsão de carga de ruptura das estacas tracionadas estudadas.

e) Verificar a aplicabilidade de métodos teóricos para a previsão de recalques das estacas estudadas.

f) Estudar parâmetros de projeto normalmente utilizados na estimativa da capacidade de carga de estacas tracionadas implantadas no solo em estudo.

g) Verificar a relação entre a capacidade de carga a tração das estacas estudadas e valores obtidos por meio dos ensaios de campo SPT-T e CPT.

h) Ampliar os dados disponíveis para o Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia da Unicamp.

CAPÍTULO 2

MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL UTILIZADO NA PEQUISA

2.1.1 Informações gerais

O Campo Experimental para estudos em Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola está localizado na Universidade Estadual de Campinas, no município de Campinas/SP e possui uma área aproximada de 400m^2. Apresenta-se na figura 2.1 a localização do Campo Experimental no *campus* da Unicamp.

A Universidade Estadual de Campinas localiza-se na porção Centro-Leste do Estado de São Paulo, no Planalto Atlântico. Sua posição geográfica é determinada pelas coordenadas 22°53'22'' de Latitude Sul e 47°04'39'' de Longitude Oeste.

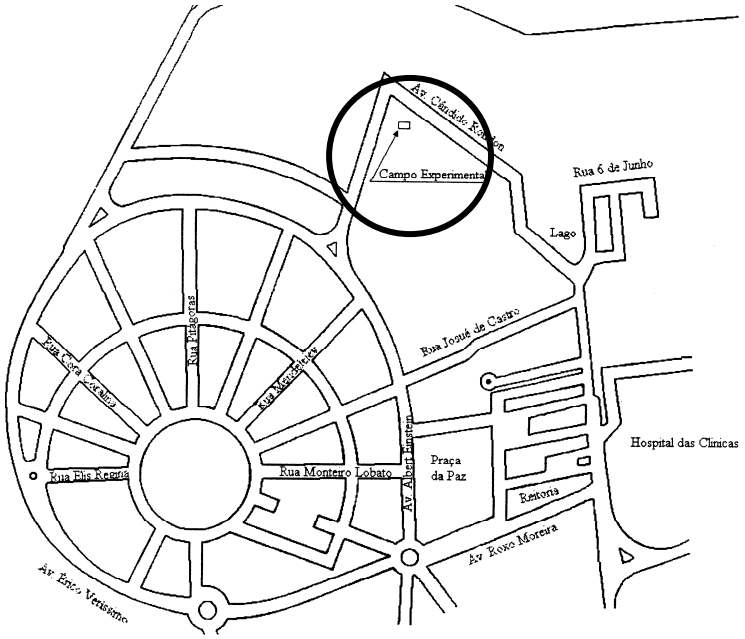


Figura 2.1. Localização do Campo Experimental na Unicamp.

No local já foram executados os seguintes de ensaios de campo: SPT, SPT com verificação de torque (SPT-T), ensaios de cone elétrico (CPTU) e mecânico (CPT) com luva de *Begeman,* ensaio tipo *Cross-Hole*, sondagem sísmica vertical, ensaios pressiométricos tipo *Menard* entre outros. Também foram realizadas neste local diversas provas de carga tipo estático-lentas e estático-rápidas (com solicitações à compressão, tração e horizontal) em estacas executadas *in loco*, além de provas de carga dinâmicas em estacas pré-moldadas e metálicas.

Em meio às diversas pesquisas executadas neste campo podem ser citadas: Peixoto (2001), em que foram executados diversos ensaios tipo SPT-T; Fontaine (2004), o qual executou ensaios de Cone Elétrico, e Pressiômetro; Carvalho *et al* (2000), onde são fornecidas características geotécnicas obtidas por meio de diversos ensaios de campo e laboratório; Albuquerque (2001), onde foram executadas diversas provas de carga tipo estáticas lenta em estacas tipo escavadas, ômega e hélice contínua solicitadas à esforços de compressão e Nogueira (2004), onde foi estudado o comportamento à compressão de estacas tipo raiz.

Diversos ensaios laboratoriais, desde os mais básicos (ensaios de simples caracterização) até os mais específicos (ensaios triaxiais, compressão edométrica, etc) já foram realizados com amostras deformadas e indeformadas extraídas do campo experimental. Estas amostras foram retiradas por meio da escavação de poços e trincheiras. Os resultados obtidos dos ensaios serviram de subsídio para diversas pesquisas. Dentre estas podem ser verificados os estudos de Giachetti (1991), o qual caracterizou o campo experimental; Albuquerque (1996), no qual complementa os dados fornecidos por Giachetti (1991), Monacci (1995), onde se verifica o comportamento do subsolo local em termos de sua colapsividade, Paschoalin Filho (2002), que estudou diversas características deste solo em seu estado "natural" e compactado em diferentes teores de umidade. Apresenta-se na figura 2.2 um croqui do campo experimental com o posicionamento das estacas raiz, hélice contínua, ômega, escavada e pré-moldada estudadas e na figura 2.3 o posicionamento das estacas metálicas tipo perfil I e trilho TR-37 também estudadas nesta pesquisa.

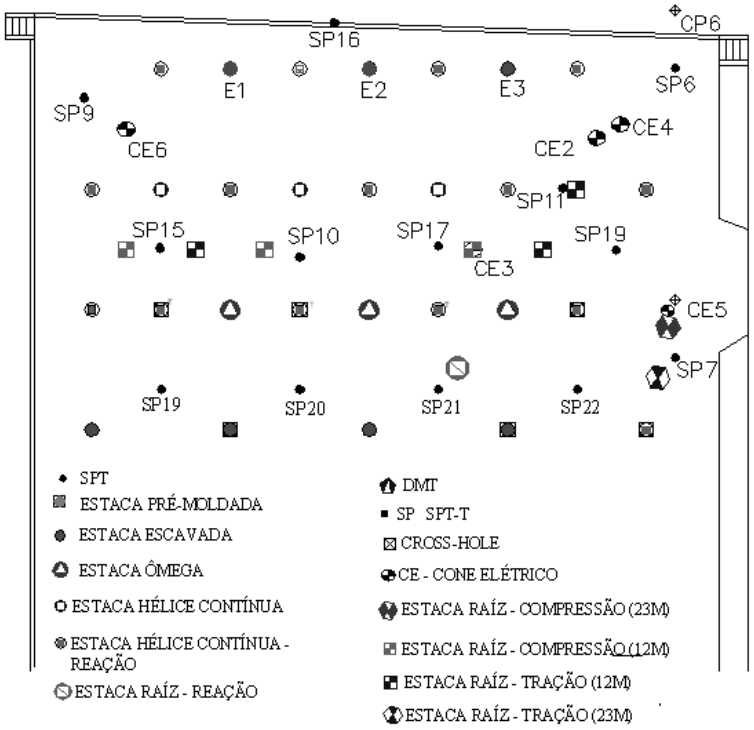
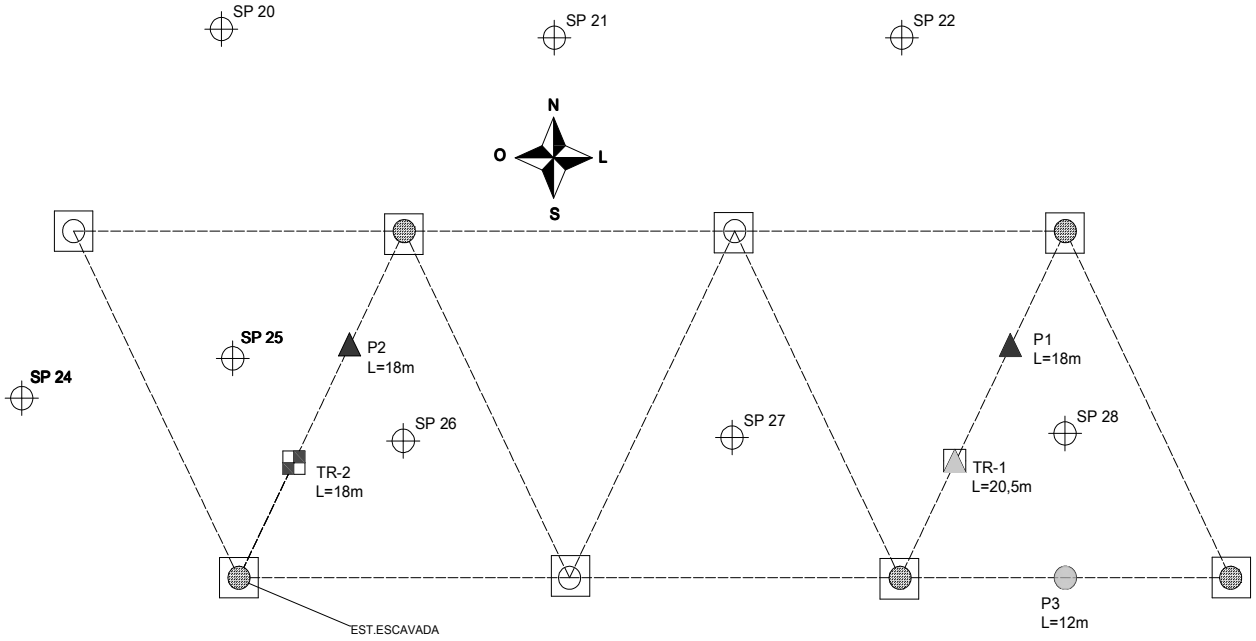


Figura 2.2. Croqui do Campo Experimental da Feagri/Unicamp.



Onde: P1, P2 e P3= Estacas metálicas tipo perfil metálico; TR-1 e TR-2=Estacas tipo trilho TR-37.

Figura 2.3. Posicionamento das estacas metálicas tipo perfil I e trilho TR-37 utilizadas.

2.1.2 Aspectos geológicos

O subsolo da região do Campo Experimental é formado por magmatitos básicos, sendo observada a presença de rochas intrusivas básicas da formação Serra Geral. Este subsolo ocupa um total de 98km^2, correspondendo a 14% da área total do município de Campinas.

Segundo Albuquerque (2001), os corpos de diabásio também são encontrados encaixados na Formação Itararé e no Complexo Cristalino, sob formas de *sills* e diques. Nos afloramentos, é possível verificar a fratura dos diabásios, formando blocos pequenos.

Em termos pedológicos, o solo presente na região pode ser classificado como latossolo roxo, que é composto por quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gibsita e hidróxidos de ferro, sendo que este solo pode possuir camadas de espessura na ordem de 5 a 30m.

O subsolo do Campo Experimental, de acordo com Albuquerque (1996) é constituído por um solo poroso originado pela intemperização de diabásio, apresentando uma primeira camada de 6,5m de espessura, constituída de argila silto-arenosa de alta porosidade, seguida de uma camada de silte-argiloso até 19m; o nível d' água é encontrado a 17,7m. A figura 2.4 apresenta uma seção esquemática do perfil geotécnico da região de Campinas/SP.

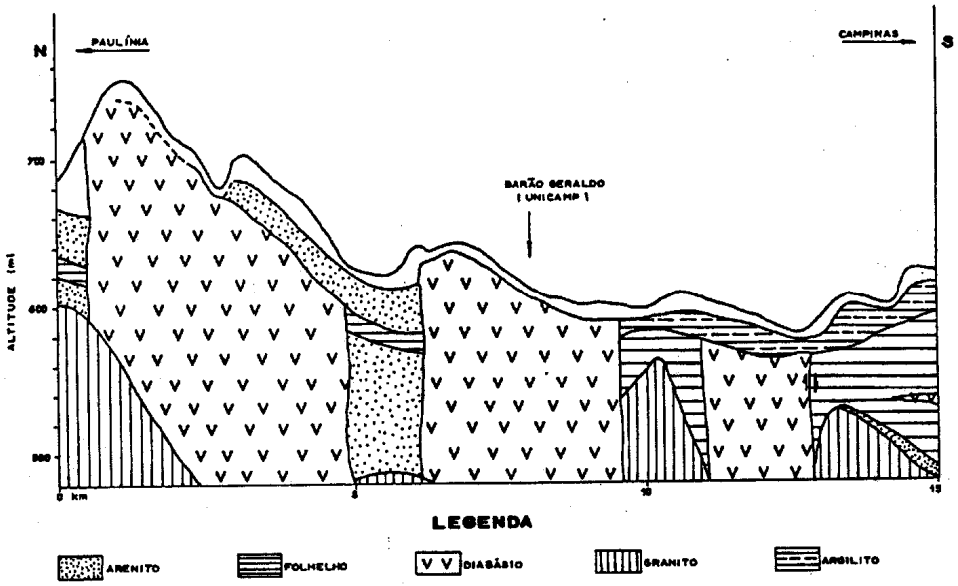


Figura 2.4. Perfil geotécnico da região de Campinas.

De acordo com Albuquerque (2001) pode-se dizer que a camada superior do Campo Experimental é constituída de um solo maduro que sofreu grande processo de intemperização.

A grande porosidade pode ser explicada pelo fenômeno da lixiviação, o que causou o carreamento de finos para o horizonte mais profundo. A segunda camada é composta por um solo residual jovem, que guarda consigo ainda características e fragmentos herdados pela rocha de origem. Apresenta-se na figura 2.5 o perfil geológico obtido por duas sondagens de simples reconhecimento (SP06 e SP08).

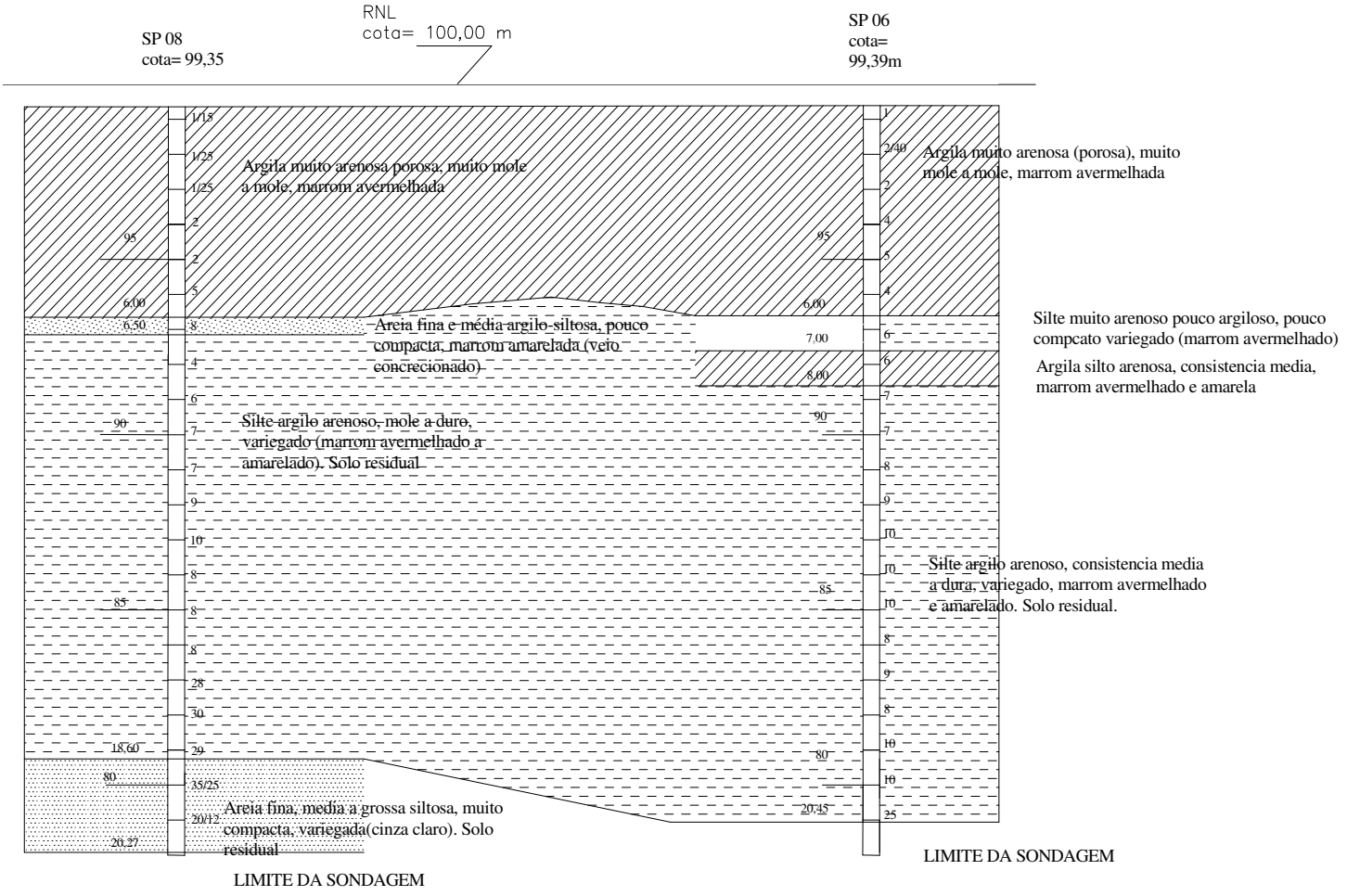


Figura 2.5. Perfil obtido por meio de sondagem tipo SPT. Paschoalin Filho (2002)

2.1.3 Aspectos geotécnicos

Neste tópico serão apresentados alguns parâmetros obtidos por meio de ensaios laboratoriais e de campo executados no Campo Experimental em estudo.

Apresenta-se na figura 2.6 a distribuição granulométrica do perfil do Campo Experimental e na figura 2.7 seus Limites de Atterberg e Índice de Plasticidade.

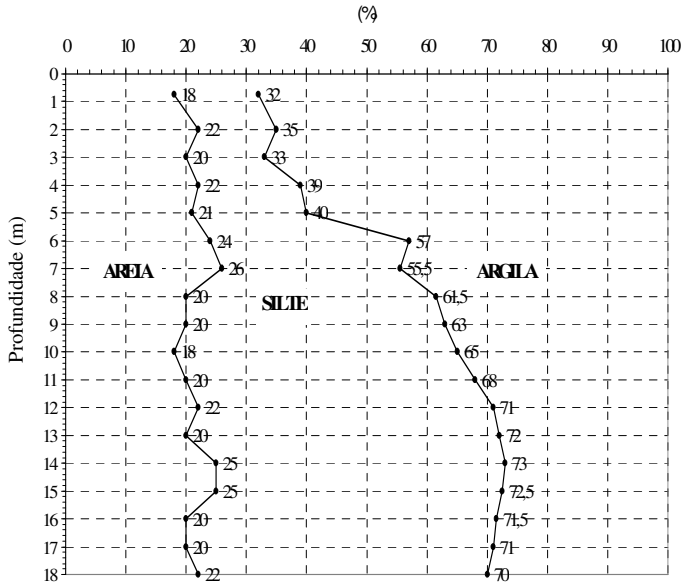


Figura 2.6. Distribuição granulométrica do perfil (Feagri/Unicamp).

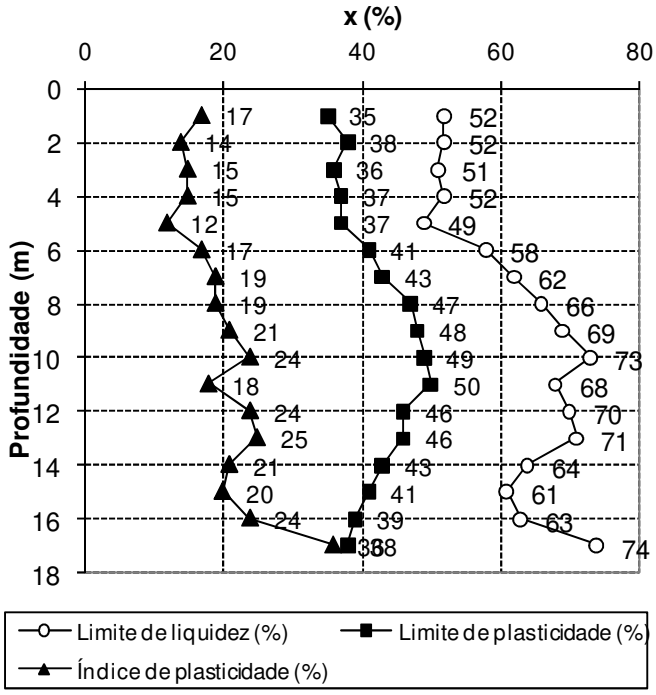


Figura 2.7. Limites de consistência do perfil (Feagri/Unicamp).

De acordo com a figura 2.6 pode-se verificar que a partir da profundidade de 6,5m a fração argila do perfil sofre gradativamente uma tendência de redução, tornando-se o perfil mais siltoso. A fração areia praticamente não se altera com a profundidade.

Por meio da figura 2.7, pode-se perceber que apesar de ser essencialmente argilosa, a primeira camada (até a cota –6,5m em média) apresenta valores de Limite de Liquidez inferiores ao da segunda camada, composta por solo mais siltoso. Este fato ocorre em função da presença de material expansivo (montmorilonita) nesta segunda camada conforme se pode observar no quadro 2.1 apresentado por Giachetti (1991).

Quadro 2.1. Classificação e caracterização do subsolo do campo experimental.

Camadas (m)	Gênese	Textura	Mineralogia	Micromorfologia	Classificação Unificada	MCT
0,0 à 6,5	Parte coluvionar e parte residual de Diabásio	Argila silto-arenosa, marrom avermelhada.	Caulinita, Gibsita, óxidos de Fe e Al e quartzo.	Galerias de origem animal, atividades biológicas.	CL	LG´
6,5 à 10	Residual de Diabásio	Silte argilo-arenoso, variegado.	Caulinita, montmorilonita e fragmentos de rocha	Predominância de materiais de alteração.	MH	NG´

A tabela 2.1 apresenta alguns parâmetros geotécnicos obtidos por Albuquerque (1996). São apresentados na tabela 2.2 parâmetros referentes à compressibilidade do subsolo local.

Tabela 2.1. Parâmetros geotécnicos do Campo Experimental da Feagri/Unicamp.

Prof. (m)	ρ_{nat} kN/m^3	ρ_s kN/m^3	ρ_d kN/m^3	w (%)	e	n (%)	c (kPa)*	ϕ^o *	R_c (kPa)	S_r (%)
1,0	13,4	29,7	10,7	24,3	1,77	63,8	5	31,5	26,2	40,8
2,0	13	29,1	10,6	23,4	1,76	63,7	11	31,5	48,0	38,7
3,0	13	29,5	10,6	22,8	1,79	64,1	2	30,5	40,7	37,6
4,0	13	30,1	10,5	23,7	1,86	65,0	0	26,5	11,2	38,4
6,0	15,4	30,1	12,4	24,6	1,44	59,0	18	18,5	54,1	1,44
7,0	15,4	29,1	12,2	26,3	1,40	58,2	31	22,5	76,1	1,40
8,0	14,8	29,5	11,5	28,1	1,56	60,1	18	25,5	59,7	1,56
9,0	15,0	30,1	11,6	29,9	1,60	61,5	64	14,5	50,6	1,60
10,0	15,1	30,1	11,6	30,5	1,60	61,6	78	22,8	67,0	1,60
12,0	16,1	29,6	12,0	33,8	1,46	59,4	87	18,3	145,1	1,46
14,0	16,4	30,6	12,3	32,8	1,48	59,7	76	19,1	185,4	1,48
16,0	16,7	30,1	12,0	39,2	1,51	60,1	55	22,0	218,7	1,51

* Valores em termos de tensões totais.ρ_{nat}= peso específico natural; ρ_s= peso específico dos sólidos; ρ_d= peso específico aparente seco máxima; W= teor de umidade; e= índice de vazios; n= porosidade; c= coesão; ϕ = ângulo de atrito; R_c= resistência à compressão simples, S_r= grau de saturação.

Tabela 2.2. Parâmetros de compressibilidade Campo Experimental da Feagri/Unicamp. GiachettiI (1991).

Profundidade (m)	$\sigma'_{v\ médio}$ (kPa)	e_o	Cc	σ'_{ad} (kPa)	OCR
0,95	13	1,765	0,62	52	4
2,10	30	1,758	0,60	130	4,3
3,20	44	1,788	0,58	198	4,5
4,50	61	1,855	0,60	91	1,5
7,85	110	1,556	0,65	120	1,1
8,90	127	1,597	0,60	140	1,1

σ'_v= tensão geostática normal efetiva; e_o= índice de vazios inicial; C_c= índice de compressão do solo; σ'_{ad} = tensão de pré adensamento do subsolo (obtida pelo método de PACHECO & SILVA); OCR= razão de sobre adensamento (*Over Consolidation Ratio*).

Características de colapsividade do subsolo do Campo Experimental foram estudadas por Monacci (1995). Para tal, foi utilizado o critério de Vargas (1978) que define como sendo colapsíveis aqueles solos cujo coeficiente de colapso estrutural (i) seja maior que 2%. O valor de i pode ser obtido por meio da equação 2.1:

$$i = \frac{\Delta ec}{1 + ei} \quad (2.1)$$

Onde:

Δec= variação do índice de vazios devido ao colapso estrutural;

ei= índice de vazios anterior a inundação.

σ = pressão de inundação.

Na tabela 2.3 são apresentados os índices de colapso para as profundidades de 0,75m, 5,0m e 8,0m obtidos por meio de ensaios de compressão edométrica.

Tabela 2.3. Coeficientes de colapso estrutural do subsolo do Campo Experimental da Feagri-Unicamp. Peixoto (2001)

Profundidade 0,75m		Profundidade 5,00m		Profundidade 8,00m	
σ (kPa)	i (%)	σ(kPa)	i(%)	σ(kPa)	i(%)
5,00	4,97	---	---	---	---
9,80	11,09	9,80	2,41	---	---
19,40	7,40	19,40	3,76	---	---
29,10	9,20	---	---	---	---
38,70	9,98	38,70	7,72	38,70	3,10
77,30	23,19	77,30	15,51	77,30	5,26

Na tabela 2.4 são apresentados os valores de N_{spt} obtidos por meio de diversos ensaios de SPT (*Standard Penetration Test*) executados neste Campo Experimental. A figura 2.8 apresenta a variação destes parâmetros com a profundidade.

Tabela 2.4. Valores de N_{spt} determinados para o Campo Experimental.

Prof (m)	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11	SP 12	SP 13	SP 14	SP 15	SP 16	SP 17	SP 18	SP 19	SP 20	SP 21	SP 22	SP 23	SP 24	SP 25	SP 26	SP 27	SPT méd	sd	Cv (%)
1	1,2	1,5	1,5	1,5	2	1,5	1	1,2	10	3,2	1,8	2,1	3,1	3,1	3	2	2	2,1	3,8	2,2	3,7	5	4,4	4,5	4	5,3	3,0	3,0	1,9	63,3
2	1,7	1,8	0,7	1,9	0,5	2	1,2	1,2	1,8	2,5	3,9	5,8	2,2	2,1	2	3	2	4,2	4,1	1,9	2,6	3,7	4	3,6	4,5	5	3	2,7	1,4	52
3	2,6	1,9	1,2	1,7	1	4	2	2	3,1	2,8	3,8	0,9	1,9	2,1	3	3	2	4	4,8	2,1	3,2	5	3,9	4,8	4,8	4,8	2,81	2,9	1,3	45
4	3,4	4	2	2,7	3	5	4	2	4	3,9	4,8	4,1	3	3	2	4	4	4,5	5	3,2	6,6	5,5	4,4	4,5	5	5,3	5,14	4,0	1,1	27,5
5	4	3	4	5	4	4	3	5	5	3,9	7,7	5	5	5,2	5	4	4	7,3	7,2	4,1	6,8	6,4	5	4,7	5	5,1	5	4,9	1,2	24,5
6	6	4	8	7	3	6	5	8	6,9	5,6	4,4	5,5	---	5,8	6	5	6	6,2	7,3	4,8	6,2	8	7	9	8	8	7	6,5	1,4	21,5
7	4	8	6	6	5	6	6	4	8,2	5,5	3,8	6	---	7,7	6	4	5	5,2	3,6	1	7,7	6,4	9	7	9	9	7	6,2	1,9	30,6
8	8	8	8	10	6	7	5	6	7	5,8	4	7	---	5,6	4	4	5	6,7	3,3	---	10	5,8	10	7	7,0	11	9	6,8	2,0	29,4
9	6	8	12	13	8	7	7	7	6,8	6,6	6,7	5,5	---	7,2	7	5	6	9	4,3	---	7	8,4	7,7	5,8	9	11	10	7,6	2,1	27,6
10	11	10	14	18	10	8	9	7	10	7	7	8,3	---	8,7	8	5	7	10	6,2	---	7	7	6,4	9	12	13	12	9,2	2,9	31,5
11	10	8	14	20	7	9	10	9	12,4	8,4	7	6,6	---	9,7	7	8	8	10,3	8,3	---	10	9	8	10	18	14	13	10,2	3,4	33,3
12	9	10	12	7	8	10	9	10	9,7	11	7,5	6	---	8	10	8	8	9,3	7,7	---	12	10	16	11	17	16	14	10,2	2,9	28,4
13	9	8	9	7	11	10	9	8	9,7	7,9	6,2	7,5	---	7,7	11	9	15	7,5	5,4	---	11	11	15	10	15	19	14	10,1	3,3	32,6
14	8	9	15	9	9	10	9	8	9,1	8,2	6,4	6,2	---	18	9	8	8	6,7	5,2	---	13	13	15	10	18	18	11	10,4	3,8	36,5
15	8	5	14	10	12	8	11	8	6	9,3	8	6,6	---	11	8	7	8	3,9	5,2	---	10	10	16	9	16	15	12	9,5	3,3	34,7
16	7	9	14	18	9	9	6	28	11,8	9	8,7	10	---	---	10	5	7	1,9	8	---	14	12	17	10	14	18	11	11,1	5,4	48,6
17	6	8	26	21	12	8	7	30	24,6	15,5	9,7	16	---	---	11	7	6	6,6	7	---	13	13	20	9	15	20	9	13,4	7,0	52,2
18	6	12	32	21	11	10	9	29	21	23	15	62,7	---	---	10	7	9	13	7,7	---	11	16	20	12	25	20	11	17,2	12,0	70,6
19	7	14	34	25	14	10	14	42	29	21	17,4	80,8	---	---	41	15	16	19	---	---	16	20	45	28	29	15	12	24,0	16,2	67,5
20	5	22	---	40	15	25	14	50	46	71,1	13	65,3	---	---	27	23	22	13,4	---	---	47	16	34	33	23	35	31	30,5	17,2	56,4
21	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	21	---	---	---	---	---	---	15	---	---	36	18	20	31	22	29	38	25,6	8,2	32
22	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	27,1	---	---	---	---	---	---	16,5	---	---	21	28	18	28	24	22	26	23,4	4,3	18,4
23	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	19,4	---	---	---	---	---	---	20,7	---	---	---	---	---	---	---	---	25	21,7	2,9	13,4
24	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	17	---	---	---	---	---	---	16	---	---	---	---	---	---	---	---	28	20,3	6,6	32,5
25	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	19,4	---	---	---	---	---	---	17,6	---	---	---	---	---	---	---	---	31	22,7	7,3	32,2
26	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	27	---	---	---	---	---	---	19,7	---	---	---	---	---	---	---	---	36	27,6	8,2	30
27	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	22	---	---	---	---	---	---	18,6	---	---	---	---	---	---	---	---	---	20,3	2,4	12
28	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	22,8	---	---	---	---	---	---	---	---	---	22,8	---	
29	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	31	---	---	---	---	---	---	---	---	---	31,0	---	
30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	36	---	---	---	---	---	---	---	---	---	36,0	---	

31	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	33	---	---	---	---	---	---	---	---	---	33,0	---	

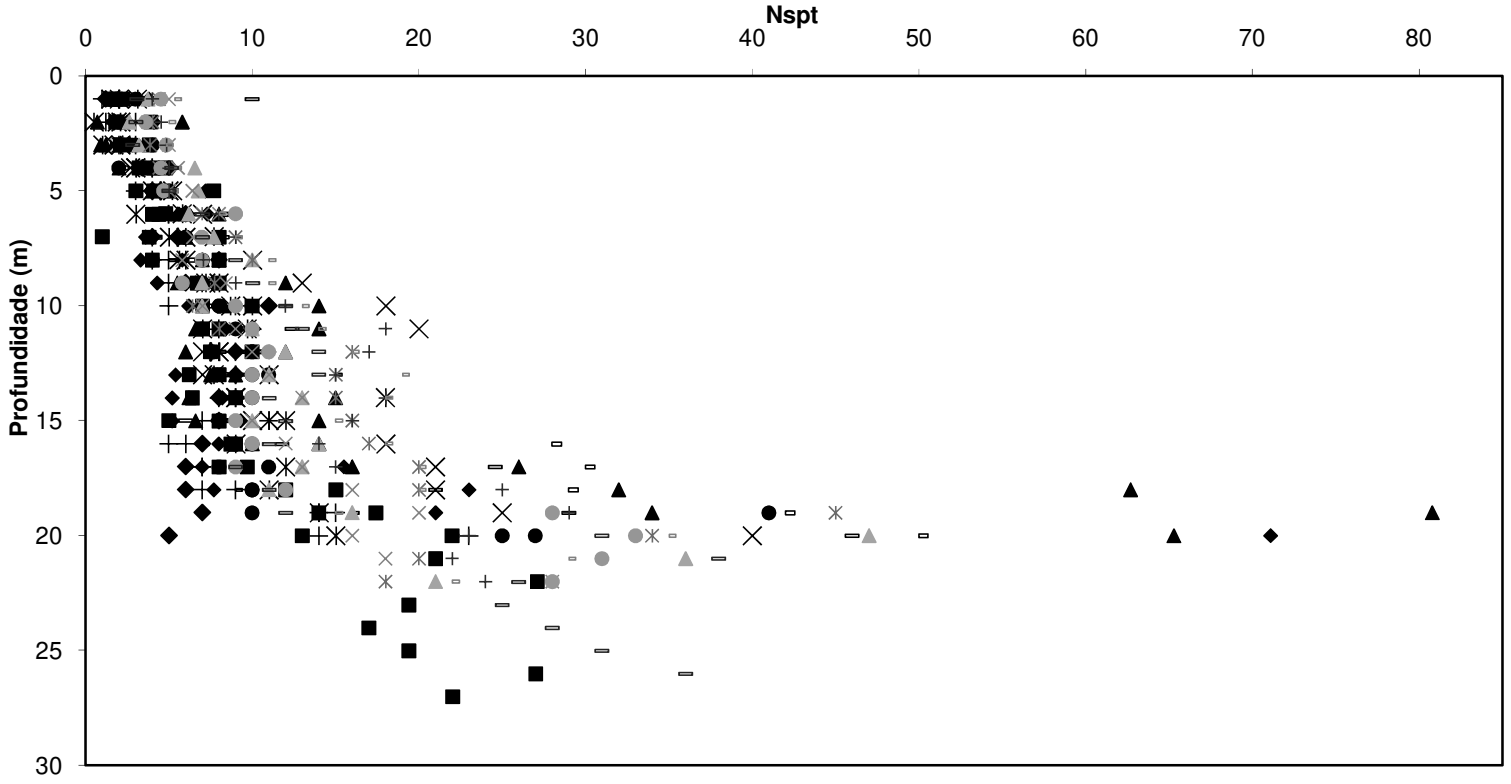


Figura 2.8. Variação do Valor de N_{spt} com a profundidade.

São apresentados na tabela 2.5 os torques máximos e residuais obtidos por meio de sondagens SPT-T.

Tabela 2.5. Valores de torque máximo e residual obtidos em ensaios SPT-T com torquímetro analógico. Peixoto (2001).

Profundidade (m)	SP8	SP10	SP11	SP9	SP13	SP14	SP18	Torque médio	Desvio padrão	Cv (%)
	T máx (kgf.m) / *T res. (kgf.m)*									
1,0	2,0 / 1,0	1,7 / 0,0	1,6 / 0,4	2,0 / 1,0	2,5 / 1,0	3,0 / 1,0	3,8 / 0,9	2,37 / 0,75	0,73 / 0,37	30,8 / 49,3
2,0	3,0 / 1,5	2,5 / 0,8	2,0 / 0,5	0,8 / 0,0	1,4 / 0,9	1,7 / 0,8	5,0 / 1,0	2,34 / 0,78	1,27 / 0,43	54,2 / 55,1
3,0	1,0 / 0,5	1,7 / 0,4	2,8 / 0,9	1,0 / 0,0	2,2 / 0,9	1,5 / 0,5	4,0 / 1,0	2,02 / 0,6	1,00 / 0,33	49,5 / 55,0
4,0	3,4 / 2,5	4,0 / 1,0	4,0 / 2,0	1,0 / 0,0	2,3 / 0,9	1,5 / 1,0	2,8 / 0,9	2,71 / 1,18	1,09 / 0,76	40,2 / 64,4
5,0	6,0 / 4,0	3,6 / 0,9	3,6 / 3,0	1,5 / 0,0	2,9 / 1,4	4,0 / 2,0	9,3 / 1,9	4,41 / 1,88	2,35 / 1,22	53,3 / 64,9
6,0	3,9 / 3,0	4,0 / 1,5	3,9 / 3,0	1,8 / 0,5	----	3,9 / 2,0	7,0 / 4,0	4,08 / 2,33	1,52 / 1,14	37,2 / 48,9
7,0	6,0 / 4,0	3,6 / 2,0	6,0 / 4,0	2,8 / 1,0	----	5,9 / 3,0	6,8 / 4,9	5,18 / 3,15	1,45 / 1,32	28,0 / 42,0
8,0	8,0 / 6,5	5,7 / 4,0	6,9 / 4,9	3,8 / 2,0	----	6,7 / 3,8	9,0 / 7,0	6,68 / 4,70	1,65 / 1,69	24,7 / 36,0
9,0	6,5 / 5,5	5,7 / 4,8	12,0 / 6,0	5,6 / 3,8	----	10,0 / 7,0	12,0 / 8,0	8,63 / 5,85	2,80 / 1,38	32,4 / 23,6
10,0	11,7 / 7,8	8,0 / 6,0	10,0 / 5,5	10,0 / 7,0	----	13,7 / 11,7	12,0 / 10,0	10,90 / 8,0	1,81 / 2,20	16,6 / 27,5
11,0	11,0 / 8,5	8,8 / 5,9	9,0 / 6,5	10,8 / 6,9	----	16,6 / 12,7	14,0 / 9,0	11,70 / 8,25	2,78 / 2,27	23,7 / 27,5
12,0	9,8 / 7,8	12,0 / 8,0	7,8 / 5,9	10,5 / 6,7	----	14,0 / 10,0	12,0 / 9,0	11,01 / 7,90	1,95 / 1,36	17,7 / 17,2
13,0	14,0 / 8,0	9,8 / 7,3	9,8 / 6,9	10,0 / 7,5	----	14,7 / 10,8	12,0 / 8,0	11,71 / 8,08	2,02 / 1,27	17,2 / 15,7
14,0	10,5	10,0	14,7	8,2	----	20,0	9,8	12,2	4,01	32,8

	8,6	6,5	10,3	5,6		12,0	6,8	8,3	2,26	27,2
15,0	12,0	13,0	19,0	10,0	----	20,0	6,0	13,33	4,89	36,6
	8,0	9,0	16,0	7,0		11,0	3,0	9,0	3,96	44,0
16,0	17,0	14,4	20,0	18,0	----	----	4,3	14,74	5,52	37,5
	14,0	10,5	15,0	14,0			3,5	11,40	4,24	37,2
17,0	25,0	21,5	25,0	28,0	----	----	15,0	22,90	4,45	19,4
	14,0	18,6	20,0	23,0			10,3	17,18	4,50	26,2
18,0	58,4	30,0	24,5	28,0	----	----	28,0	33,78	12,44	36,8
	54,7	23,0	19,6	26,0			23,0	26,26	12,94	49,3
19,0	88,4	30,0	20,0	32,0	----	----	35,0	41,08	24,19	58,8
	96,4	19,0	17,0	28,0			28,0	37,68	29,71	78,8
20,0	88,4	59,6	----	49,4	----	----	19,6	54,25	24,59	45,3
	80,4	59,6		43,9			16,6	50,12	23,29	46,5
21,0	----	45,0	----	51,9	----	----	21,0	39,3	13,24	33,6
		40,0		51,9			18,0	36,63	14,04	38,3
22,0	----	23,5	----	----	----	----	23,0	23,25	0,25	1,1
		18,6					18,0	18,3	0,30	1,6
23,0	----	24,5	----	----	----	----	30,0	27,25	2,75	10,1
		17,6					24,0	20,8	3,20	15,4
24,0	----	24,0	----	----	----	----	26,0	25,0	1,0	4,0
		24,0					20,0	22,0	2,0	10
25,0	----	25,4	----	----	----	----	20,0	22,70	2,70	11,8
		19,6					18,0	18,80	0,80	4,2
26,0	----	26,0	----	----	----	----	24,0	25,0	1,0	4,0
		20,0					20,0	20,0	0,0	0,0
27,0	----	30,0	----	----	----	----	22,0	26,0	4,0	15,4
		25,0					18,0	21,5	3,5	16,3
28,0	----	----	----	----	----	----	40,0	40,0	0,0	0,0
							30,0	30,0	0,0	0,0
29,0	----	----	----	----	----	----	40,0	40,0	0,0	0,0
							33,0	33,0	0,0	0,0
30,0	----	----	----	----	----	----	48,0	48,0	0,0	0,0
							34,0	34,0	0,0	0,0
31,0	----	----	----	----	----	----	40,0	40,0	0,0	0,0
							35,0	35,0	0,0	0,0

A figura 2.9 demonstra a variação dos valores de torque máximo, mínimo e médios com a profundidade.

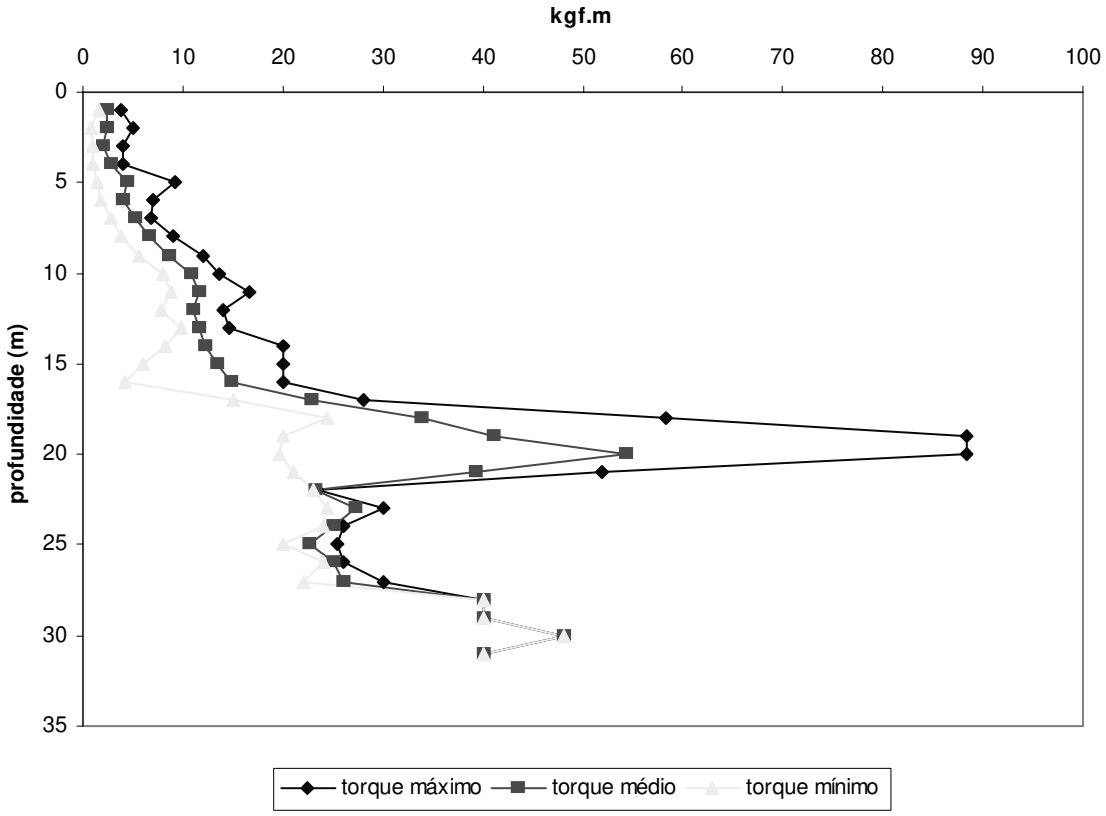


Figura 2.9. Variação dos torques médios máximos e mínimos com a profundidade utilizando-se torquímetro analógico.

Na tabela 2.6 são apresentados os torques máximos e mínimos obtidos por meio de torquímetro elétrico para o Campo Experimental da Feagri/Unicamp.

Tabela 2.6. Valores de torque máximo e mínimo obtidos em ensaios SPT-T com torquímetro elétrico. Peixoto (2001).

Profundidade (m)	SP8	SP10	SP11	SP9	SP13	SP14	Torque médio	Desvio padrão	Cv (%)
	T máx (kgf.m) *T res. (kgf.m)*								
1,0	2,28 0,76	1,82 0,59	1,46 0,05	2,17 0,61	3,44 0,96	3,34 0,77	2,42 0,62	0,74 0,28	30,5 45,2
2,0	1,02 0,44	2,02 2,02	2,22 0,60	3,18 1,06	1,85 1,00	2,03 0,90	2,05 0,79	0,63 0,51	30,7 64,5
3,0	1,57 0,48	1,79 0,61	———	1,36 0,45	2,23 0,84	1,97 1,01	1,86 0,67	0,30 0,22	16,1 32,8
4,0	1,54 0,67	2,97 1,07	2,23 2,23	3,08 1,58	2,83 1,05	2,05 1,01	2,72 1,15	0,56 0,51	20,6 44,3
5,0	2,21 0,70	2,27 1,41	3,86 1,50	5,85 3,47	3,06 1,13	3,79 1,27	3,50 1,64	1,23 0,88	35,1 53,6
6,0	2,27 0,64	4,70 2,61	3,83 1,85	4,86 2,80	———	3,47 1,29	3,94 2,00	0,94 1,81	23,8 90,5
7,0	3,45 1,33	4,77 3,07	4,40 2,66	5,78 3,40	———	6,48 2,23	5,22 2,42	1,06 0,72	20,3 29,7
8,0	5,01 2,09	7,26 4,15	5,64 2,09	9,05 5,79	———	6,61 3,62	7,05 4,04	1,41 1,40	20,0 34,6
9,0	6,03 3,55	6,48 5,04	7,33 4,54	6,69 4,90	———	10,71 7,14	7,96 5,14	1,70 1,18	21,3 22,9
10,0	11,24 11,24	8,52 5,93	9,89 5,09	10,27 7,47	———	14,78 11,03	10,77 7,29	2,11 2,58	19,6 35,4
11,0	11,24 7,00	10,24 6,53	9,02 5,07	10,87 7,68	———	17,58 11,48	11,80 7,86	2,99 2,15	25,3 27,3
12,0	11,37 6,98	13,00 8,50	9,08 6,62	10,37 6,97	———	13,05 10,32	11,33 7,70	1,53 1,38	13,5 18,0
13,0	———	10,20 7,42	8,85 5,75	13,16 8,45	———	15,08 10,45	12,01 8,24	2,44 1,71	20,3 20,7
14,0	———	11,03 7,98	9,61 6,64	10,91 7,79	———	19,97 13,87	14,04 9,77	4,16 2,84	29,6 29,0
15,0	11,49	12,83	14,25	11,81	———	20,65	15,13	3,38	22,3

	7,74	9,16	9,45	7,47		12,75	10,26	1,92	18,7
16,0		14,51 11,95	18,89 14,16	17,06 11,92			17,48 12,89	1,83 1,05	10,4 8,0
17,0		19,66 15,17	20,87 14,81	23,29 14,63			23,34 16,41	1,83 0,80	7,8 4,8
18,0	29,39 29,39		27,06 19,44				27,36 20,36	1,27 5,50	4,6 27,0
19,0	31,28 27,52	33,06 23,26	25,33 18,74				28,82 21,93	3,35 3,64	11,6 16,6
20,0		43,28 36,16	22,13 15,02					14,96 14,95	
21,0									
22,0		27,25 19,81							
23,0		26,99 19,08							
24,0									
25,0		27,41 18,60							
26,0		28,24 21,83							
27,0		28,30 20,19							

Na figura 2.10 é apresentado um relatório de sondagem SPT-T determinado no campo experimental em estudo.

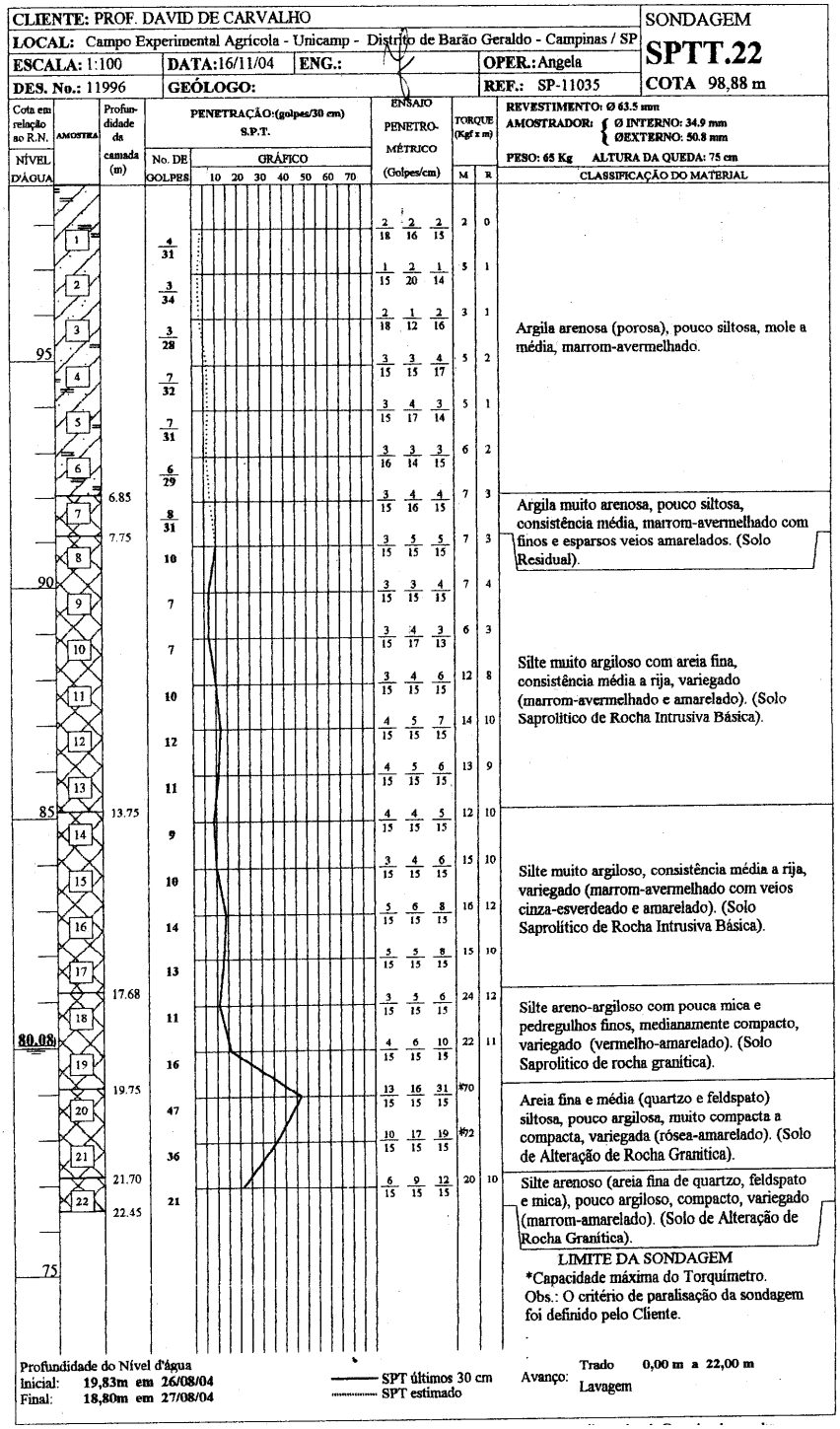


Figura 2.10. Relatório de Sondagem SPT com verificação de Torque.

São apresentados nas tabelas 2.7 e 2.8 valores de fs e qc médios para cada 25cm obtidos por meio de ensaios de Cone Elétrico executado no Campo Experimental. As figuras 2.11 e 2.12 representam a variação destes parâmetros com a profundidade.

Tabela 2.7. Valores médios de *fs* obtidos para cada 25cm.

Profundidade (m)	CP1 (kPa)	CP2 (kPa)	CP3 (kPa)	CP4 (kPa)	CP5 (kPa)	CP6 (kPa)	CP7 (kPa)	CP8 (kPa)	CP9 (kPa)	Média	Sd	Cv (%)
0,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,25	119	---	73	200	37	101	27	77	58	86,5	55,06	63,6
0,50	141	---	32	198	87	122	23	91	32	90,8	61,54	67,7
0,75	125	---	47	119	57	93	25	41	4	63,9	44,04	68,9
1,00	101	---	73	24	17	68	18	8	0	38,6	36,78	95,3
1,25	45	---	52	10	11	45	11	5	5	23,0	20,40	88,6
1,50	16	---	7	1	10	31	12	5	1	10,4	9,83	94,5
1,75	7	---	3	0	10	21	12	6	4	7,9	6,53	82,6
2,00	7	---	2	1	13	14	9	4	6	7,0	4,78	68,3
2,25	26	---	2	1	12	13	5	3	4	8,3	8,45	101,8
2,50	18	---	0	0	26	16	5	1	2	8,5	10,06	118,3
2,75	7	---	1	0	34	18	3	2	4	8,6	11,73	136,4
3,00	11	---	0	0	19	16	10	4	3	7,9	7,24	91,6
3,25	18	20	0	0	32	21	15	3	10	13,2	10,89	82,5
3,50	17	15	3	3	31	27	9	9	9	13,7	9,90	72,2
3,75	13	12	1	3	30	23	6	6	5	11,0	9,75	88,6
4,00	11	14	7	2	65	18	10	10	12	16,6	18,70	112,6
4,25	23	10	5	17	42	17	8	7	11	15,6	11,47	73,5
4,50	23	9	2	14	31	14	4	4	19	13,3	9,75	73,3
4,75	16	14	0	10	33	18	15	1	11	13,1	9,78	74,6
5,00	51	12	0	27	50	33	44	11	6	26,0	19,60	75,4
5,25	53	31	4	38	73	57	46	41	7	38,9	22,48	57,7
5,50	22	64	4	58	454	65	18	31	17	81,4	141,50	174
5,75	56	58	6	16	67	99	67	64	44	53,0	28,11	53,0
6,00	73	55	10	31	115	89	79	51	37	60,0	32,35	54,0
6,25	85	51	17	59	147	120	79	25	40	69,2	43,22	62,4
6,50	95	98	39	87	155	169	125	37	65	96,7	46,67	48,2

6,75	128	104	84	49	135	158	139	18	111	102,9	45,47	44,1
7,00	140	104	91	60	113	173	129	33	93	104,0	41,88	40,2
7,25	138	143	161	61	123	158	85	56	113	115,3	39,75	34,4
7,50	131	167	166	71	124	155	137	64	135	127,8	37,41	29,3
7,75	89	173	196	78	127	142	162	54	149	130,0	47,31	36,4
8,00	135	173	149	108	145	138	117	92	164	135,7	26,19	19,3
8,25	147	162	141	122	132	142	160	158	143	145,2	13,29	9,15
8,50	132	167	170	93	134	135	152	156	147	142,9	23,28	16,3
8,75	139	178	160	116	111	130	140	154	163	143,4	22,31	15,5
9,00	146	162	148	130	113	129	154	152	169	144,8	17,71	12,2
9,25	132	148	158	132	122	117	94	153	174	136,7	24,26	17,7
9,50	173	165	155	128	112	122	79	161	183	142,0	33,85	23,8
9,75	159	167	150	126	123	112	131	183	171	146,9	24,81	16,8
10,00	161	154	141	123	118	122	122	147	161	138,8	17,80	12,8
10,25	163	149	167	107	124	151	144	175	157	148,6	21,44	14,4
10,50	160	165	182	129	136	130	140	175	168	153,9	20,31	13,2
10,75	160	178	155	121	136	119	137	175	147	147,6	21,38	14,4
11,00	178	177	166	131	133	117	135	146	134	146,3	22,03	15,05
11,25	193	177	162	128	141	144	147	141	183	157,3	22,41	14,24
11,50	172	172	167	138	152	121	130	140	171	151,4	19,90	13,1
11,75	165	165	151	139	137	133	131	142	158	146,8	13,35	9,1
12,00	145	164	129	116	130	129	120	144	177	139,3	20,31	14,6
12,25	173	159	161	100	140	159	137	135	186	150,0	25,25	16,8
12,50	137	170	132	100	115	139	117	123	166	133,2	23,13	17,4
12,75	116	151	124	105	107	132	117	139	162	128,1	19,60	15,3
13,00	106	149	115	88	118	117	121	124	153	121,2	19,97	16,4
13,25	202	153	122	68	116	125	122	111	150	129,9	36,52	28,1
13,50	130	137	106	72	92	123	89	102	138	109,9	23,37	21,2
13,75	121	109	103	86	79	140	79	112	132	106,8	22,26	20,8
14,00	97	106	94	73	78	151	96	104	131	103,3	24,46	23,6
14,25	107	115	105	73	92	115	97	86	138	103,1	18,97	18,4
14,50	84	104	86	94	79	103	75	89	117	92,3	13,51	14,6
14,75	74	100	83	167	69	86	67	102	116	96,0	31,26	32,5
15,00	84	104	70	125	65	104	69	88	114	91,4	21,45	23,5

15,25	76	78	90	83	90	114	62	71	117	86,8	18,53	21,3
15,50	58	98	61	103	82	90	82	73	106	83,7	17,36	20,7
15,75	59	94	60	---	79	84	51	81	105	76,6	18,63	24,3
16,00	64	111	57	---	61	84	62	64	104	75,9	21,19	27,9
16,25	76	214	83	---	109	75	60	63	111	98,9	50,21	50,7
16,50	66	146	84	---	149	68	53	64	91	90,1	37,34	41,4
16,75	51	92	86	---	98	78	50	79	92	78,3	18,40	23,5
17,00	73	92	168	---	86	94	59	70	89	91,4	33,29	36,4
17,25	122	92	147	---	104	78	62	73	105	97,9	27,82	28,4
17,50	89	89	181	---	81	69	45	67	74	86,9	40,60	46,7
17,75	90	85	184	---	84	73	41	63	75	86,9	42,19	48,5
18,00	109	98	150	---	109	69	60	50	76	90,1	32,78	36,4
18,25	167	131	188	---	137	87	57	48	116	116,4	49,85	42,8
18,50	178	192	170	---	133	90	72	65	86	123,3	51,43	41,7
18,75	138	264	159	---	164	179	55	72	83	139,3	68,59	49,2
19,00	89	310	161	---	151	266	82	63	91	151,6	91,46	60,3
19,25	98	143	161	---	135	---	79	88	140	120,6	31,68	26,2
19,50	141	114	147	---	113	---	89	86	103	113,3	23,61	20,8
19,75	204	111	116	---	224	---	104	68	88	130,7	59,37	45,4
20,00	83	258	182	---	608	---	180	77	83	210,1	188,12	89,5
20,25	---	289	408	---	505	---	---	84	103	277,8	184,94	66,5
20,50	---	385	---	---	466	---	---	---	98	316,3	193,37	61,1
20,75	---	455	---	---	156	---	---	---	136	249,0	178,68	71,7
21,00	---	502	---	---	139	---	---	---	146	262,3	207,59	79,1
21,25	---	---	---	---	183	---	---	---	188	185,5	3,54	1,9
21,50	---	---	---	---	243	---	---	---	155	199,0	62,23	31,3
21,75	---	---	---	---	196	---	---	---	142	169,0	38,18	22,6
22,00	---	---	---	---	154	---	---	---	184	169,0	21,21	12,5
22,25	---	---	---	---	196	---	---	---	195	195,5	0,71	0,36
22,50	---	---	---	---	183	---	---	---	178	180,5	3,54	1,9
22,75	---	---	---	---	166	---	---	---	200	183,0	24,04	13,1
23,00	---	---	---	---	178	---	---	---	---	178,0	---	---
23,25	---	---	---	---	234	---	---	---	---	234,0	---	---
23,50	---	---	---	---	176	---	---	---	---	176,0	---	---

23,75	---	---	---	---	291	---	---	---	---	291,0	---	---
24,00	---	---	---	---	182	---	---	---	---	182,0	---	---
24,25	---	---	---	---	148	---	---	---	---	148,0	---	---
24,50	---	---	---	---	140	---	---	---	---	140,0	---	---
24,75	---	---	---	---	135	---	---	---	---	135,0	---	---
25,00	---	---	---	---	140	---	---	---	---	140,0	---	---
25,25	---	---	---	---	191	---	---	---	---	191,0	---	---
25,50	---	---	---	---	170	---	---	---	---	170,0	---	---
25,75	---	---	---	---	138	---	---	---	---	138,0	---	---
26,00	---	---	---	---	125	---	---	---	---	125,0	---	---
26,25	---	---	---	---	198	---	---	---	---	198,0	---	---
26,50	---	---	---	---	179	---	---	---	---	179,0	---	---
26,75	---	---	---	---	163	---	---	---	---	163,0	---	---
27,00	---	---	---	---	176	---	---	---	---	176,0	---	---
27,25	---	---	---	---	161	---	---	---	---	161,0	---	---

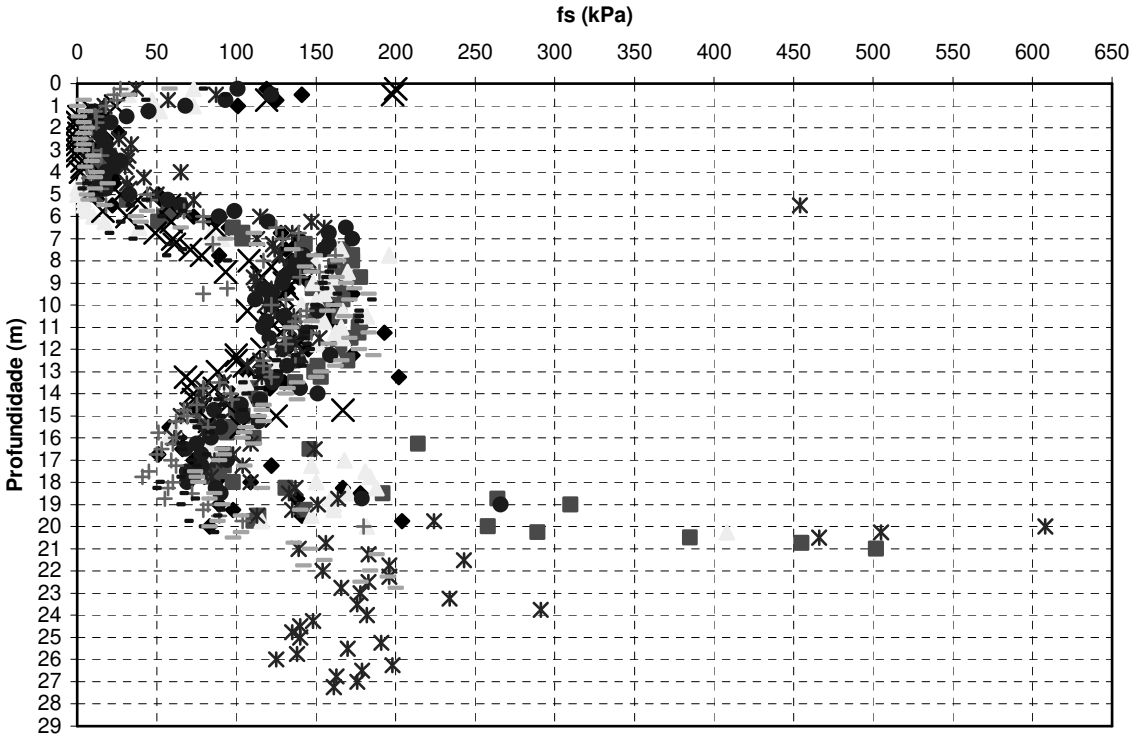


Figura 2.11. Variação de valores de fs com a profundidade obtidos, por meio de ensaios de CPT.

Tabela 2.8. Valores médios de *qc* obtidos para cada 25cm.

Profundidade (m)	CP1 (MPa)	CP2 (MPa)	CP3 (MPa)	CP4 (MPa)	CP5 (MPa)	CP6 (MPa)	CP7 (MPa)	CP8 (MPa)	CP9 (MPa)	Média	Sd	Cv (%)
0,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,25	2,31	---	1,63	4,09	1,95	4,19	2,39	3,81	2,38	2,84	1,02	35,9
0,50	1,38	---	1,71	3,49	1,87	1,97	2,0	3,56	2,12	2,26	0,81	35,8
0,75	1,12	---	3,50	3,59	1,53	1,86	2,17	3,59	0,47	2,23	1,21	54,2
1,00	1,02	---	4,66	2,43	1,15	1,65	3,22	2,93	0,52	2,20	1,38	62,7
1,25	1,03	---	3,47	1,65	1,32	1,51	3,07	2,37	2,56	2,12	0,88	41,5
1,50	1,13	---	2,65	1,31	1,21	1,35	2,95	2,62	1,94	1,90	0,75	39,5
1,75	1,25	---	2,18	1,25	1,32	1,41	2,52	2,46	2,50	1,86	0,60	32,2
2,00	1,26	---	1,85	1,47	1,67	1,35	2,13	2,29	2,41	1,80	0,44	24,4
2,25	1,48	---	1,24	1,55	1,41	1,28	2,41	2,15	1,86	1,67	0,43	25,7
2,50	1,68	---	1,31	1,33	1,82	1,40	2,22	2,08	2,17	1,75	0,38	21,7
2,75	1,83	---	1,27	1,37	1,99	1,68	1,90	2,31	2,37	1,84	0,40	21,7
3,00	2,29	---	1,86	1,31	2,04	1,68	2,54	2,41	2,44	2,07	0,43	20,7
3,25	2,74	1,46	2,43	1,54	2,40	1,89	3,36	2,66	2,77	2,36	0,62	26,3
3,50	3,03	1,54	2,32	2,29	2,81	1,81	2,46	2,99	3,08	2,48	0,55	22,2
3,75	2,37	1,86	2,75	2,41	2,83	1,54	2,42	2,57	2,38	2,35	0,41	17,4
4,00	2,48	1,95	3,55	2,16	2,42	1,79	2,51	2,61	2,54	2,45	0,50	20,4
4,25	2,55	2,21	3,23	2,72	2,21	1,88	2,41	2,51	3,01	2,53	0,42	16,6
4,50	2,60	1,98	2,79	2,95	2,15	1,61	2,30	2,41	3,13	2,44	0,49	20,0
4,75	2,32	2,09	2,48	2,83	2,51	1,81	2,79	1,53	2,84	2,36	0,47	19,9
5,00	2,85	2,03	2,48	2,98	2,83	2,11	3,13	2,32	2,51	2,58	0,39	15,1
5,25	3,94	2,51	2,91	2,86	4,0	2,46	3,17	2,87	2,62	3,04	0,57	18,7
5,50	3,05	2,96	3,34	3,05	3,11	2,84	3,57	3,14	2,77	3,09	0,25	8,0
6,00	2,78	2,81	3,69	2,62	2,58	1,80	3,43	3,66	3,14	2,95	0,61	20,6
6,25	2,65	2,23	3,51	2,98	2,37	2,40	3,58	3,33	3,32	2,93	0,53	18,1
6,50	2,58	2,35	3,89	3,27	2,28	2,40	3,25	2,89	3,52	2,94	0,58	19,7
6,75	2,17	2,29	4,66	2,89	1,99	2,06	3,13	2,78	3,26	2,80	0,84	30,0
7,25	1,91	2,13	3,72	2,46	1,82	1,80	2,48	2,72	2,59	2,40	0,60	25,0
7,50	1,81	1,96	3,45	2,50	1,92	1,72	2,23	2,64	2,48	2,30	0,54	23,4
7,75	1,81	1,89	3,21	2,30	2,07	1,58	2,11	2,59	2,56	2,24	0,49	21,8
8,00	1,85	1,82	2,62	2,02	2,10	1,62	1,97	2,35	2,45	2,09	0,33	15,7

8,25	1,72	1,55	2,57	1,89	1,72	1,79	2,14	2,49	2,25	2,01	0,36	18,0
8,50	1,59	1,80	2,41	1,75	1,72	1,69	1,83	2,48	2,07	1,93	0,32	16,6
8,75	1,79	2,15	2,24	1,79	1,53	1,80	2,26	2,34	2,34	2,03	0,30	14,7
9,00	1,82	1,63	2,15	1,84	1,81	1,70	1,85	2,25	2,08	1,90	0,21	11,0
9,25	2,05	1,68	2,32	1,84	1,65	1,69	1,86	2,07	2,44	1,96	0,29	14,7
9,50	2,03	1,65	2,32	1,86	1,57	1,64	1,94	2,18	2,59	1,98	0,34	17,2
9,75	1,88	1,65	2,17	1,90	2,04	1,79	1,78	2,26	2,15	1,96	0,21	10,7
10,00	1,88	1,64	1,89	1,70	1,97	1,88	2,06	1,94	1,92	1,88	0,13	7,0
10,25	1,96	1,48	2,37	1,72	2,19	2,05	2,11	2,28	2,13	2,03	0,28	13,8
10,50	1,96	1,86	2,25	2,11	2,12	1,55	2,06	2,21	2,11	2,03	0,21	10,3
10,75	1,98	1,82	2,26	1,80	2,14	2,01	2,02	2,38	1,65	2,01	0,23	11,4
11,00	2,08	1,85	2,07	1,86	2,09	1,80	2,12	2,22	2,15	2,03	0,15	7,4
11,25	2,15	1,77	2,44	1,78	2,02	2,09	1,98	2,18	2,15	2,06	0,21	10,2
11,50	2,07	1,80	2,29	2,01	2,14	2,18	2,06	2,28	2,02	2,09	0,15	7,2
11,75	1,86	1,87	2,01	2,01	2,07	2,03	1,93	2,07	2,24	2,01	0,12	6,0
12,00	1,87	1,78	2,13	1,96	2,01	1,87	2,10	2,18	2,20	2,01	0,15	7,5
12,25	2,01	1,90	2,21	1,93	1,93	2,02	2,00	2,14	2,09	2,03	0,10	5,0
12,50	1,68	2,02	2,10	1,91	1,91	1,86	1,97	1,92	2,09	1,94	0,13	6,7
12,75	1,59	1,87	2,05	1,92	1,85	1,82	1,96	2,21	1,90	1,91	0,17	9,0
13,00	1,68	1,81	1,98	2,02	1,87	1,63	1,97	2,10	1,90	1,88	0,16	8,5
13,25	1,73	1,82	2,04	1,96	1,84	1,76	1,72	1,87	1,92	1,85	0,11	6,0
13,50	1,64	1,64	1,99	1,96	1,72	1,86	1,59	1,87	1,88	1,79	0,15	8,3
13,75	1,50	1,43	1,93	2,25	1,84	1,78	1,61	1,98	1,84	1,80	0,25	13,8
14,00	1,60	1,52	1,68	2,37	1,71	1,71	1,73	1,81	1,73	1,76	0,24	13,6
14,25	1,65	1,54	1,77	2,45	1,81	1,89	1,63	1,70	1,78	1,80	0,26	14,4
14,50	1,72	1,70	1,57	2,84	1,64	1,86	1,55	1,67	1,68	1,80	0,40	22,2
14,75	1,67	1,69	1,75	3,47	1,69	1,77	1,54	1,67	1,64	1,88	0,60	31,2
15,00	1,56	1,43	1,74	4,12	1,80	1,97	1,61	1,67	1,54	1,94	0,83	42,8
15,25	1,66	1,71	2,10	2,99	1,92	1,98	1,65	1,49	1,60	1,90	0,45	23,7
15,50	1,54	1,68	1,82	3,00	1,97	1,77	1,82	1,41	1,65	1,85	0,46	24,9
15,75	1,72	1,63	1,98	2,90	1,95	1,64	1,52	1,56	1,63	1,84	0,43	23,3
16,00	1,60	2,28	2,25	---	2,13	1,38	1,61	1,53	1,58	1,80	0,36	20,0
16,25	1,68	2,96	2,46	---	3,04	1,62	1,63	1,46	1,66	2,06	0,65	31,5
16,50	1,71	1,79	2,27	---	2,58	1,69	1,57	1,42	1,65	1,84	0,39	21,1

16,75	2,04	1,87	2,13	---	2,19	1,90	1,54	1,51	1,40	1,82	0,30	16,4
17,00	2,32	1,56	4,16	---	1,98	1,62	1,70	1,54	1,73	2,08	0,88	42,3
17,25	2,51	1,64	2,99	---	2,42	1,72	1,68	1,67	1,80	2,05	0,51	24,8
17,50	2,47	1,78	3,77	---	2,62	1,76	1,59	1,42	1,55	2,12	0,80	37,7
17,75	2,53	1,92	3,18	---	2,84	1,58	1,72	1,41	1,62	2,10	0,66	31,4
18,00	2,96	2,17	3,18	---	3,11	1,64	1,85	1,55	1,66	2,27	0,71	31,2
18,25	3,45	2,44	3,51	---	3,18	1,81	1,66	1,38	1,82	2,41	0,86	35,7
18,50	3,40	4,11	3,54	---	3,15	2,10	1,74	1,28	1,76	2,64	1,04	39,4
18,75	2,10	6,53	2,73	---	3,14	4,65	1,83	1,56	1,55	3,01	1,76	58,5
19,00	1,64	5,35	3,04	---	2,77	3,89	2,33	1,54	1,81	2,80	1,30	46,4
19,25	1,63	1,75	2,70	---	2,73	2,59	3,01	1,81	1,99	2,28	0,54	23,7
19,50	5,09	1,77	2,51	---	2,94	---	3,14	1,93	1,93	2,76	1,16	42,0
19,75	3,17	2,18	2,49	---	14,05	---	3,65	1,78	1,73	4,15	4,42	106,5
20,00	2,11	7,12	7,28	---	22,97	---	4,29	2,17	2,06	6,86	7,46	108,7
20,25	---	7,51	14,49	---	15,85	---	---	2,26	2,04	8,43	6,55	77,6
20,50	---	9,72	---	---	6,36	---	---	---	2,54	6,21	3,59	57,8
20,75	---	13,28	---	---	2,90	---	---	---	3,17	6,45	5,92	91,8
21,00	---	12,19	---	---	2,89	---	---	---	3,18	6,09	5,29	86,8
21,25	---	---	---	---	3,59	---	---	---	3,58	3,59	0,01	0,3
21,50	---	---	---	---	4,02	---	---	---	2,48	3,25	1,09	33,5
21,75	---	---	---	---	3,05	---	---	---	2,61	2,83	0,31	10,9
22,00	---	---	---	---	2,92	---	---	---	3,09	3,01	0,12	3,9
22,25	---	---	---	---	3,41	---	---	---	2,86	3,14	0,39	12,4
22,50	---	---	---	---	2,92	---	---	---	2,75	2,84	0,12	4,2
22,75	---	---	---	---	3,03	---	---	---	3,46	3,25	0,30	9,2
23,00	---	---	---	---	3,66	---	---	---	---	3,66	---	---
23,25	---	---	---	---	4,49	---	---	---	---	4,49	---	---
23,50	---	---	---	---	3,43	---	---	---	---	3,43	---	---
23,75	---	---	---	---	5,95	---	---	---	---	5,95	---	---
24,00	---	---	---	---	3,38	---	---	---	---	3,38	---	---
24,25	---	---	---	---	3,00	---	---	---	---	3,00	---	---
24,50	---	---	---	---	3,17	---	---	---	---	3,17	---	---
24,75	---	---	---	---	3,61	---	---	---	---	3,61	---	---
25,00	---	---	---	---	3,50	---	---	---	---	3,50	---	---

25,25	---	---	---	---	3,64	---	---	---	---	3,64	---	---
25,50	---	---	---	---	3,85	---	---	---	---	3,85	---	---
25,75	---	---	---	---	3,47	---	---	---	---	3,47	---	---
26,00	---	---	---	---	3,87	---	---	---	---	3,87	---	---
26,25	---	---	---	---	3,75	---	---	---	---	3,75	---	---
26,50	---	---	---	---	4,01	---	---	---	---	4,01	---	---
26,75	---	---	---	---	4,03	---	---	---	---	4,03	---	---
27,00	---	---	---	---	4,48	---	---	---	---	4,48	---	---
27,25	---	---	---	---	4,03	---	---	---	---	4,03	---	---

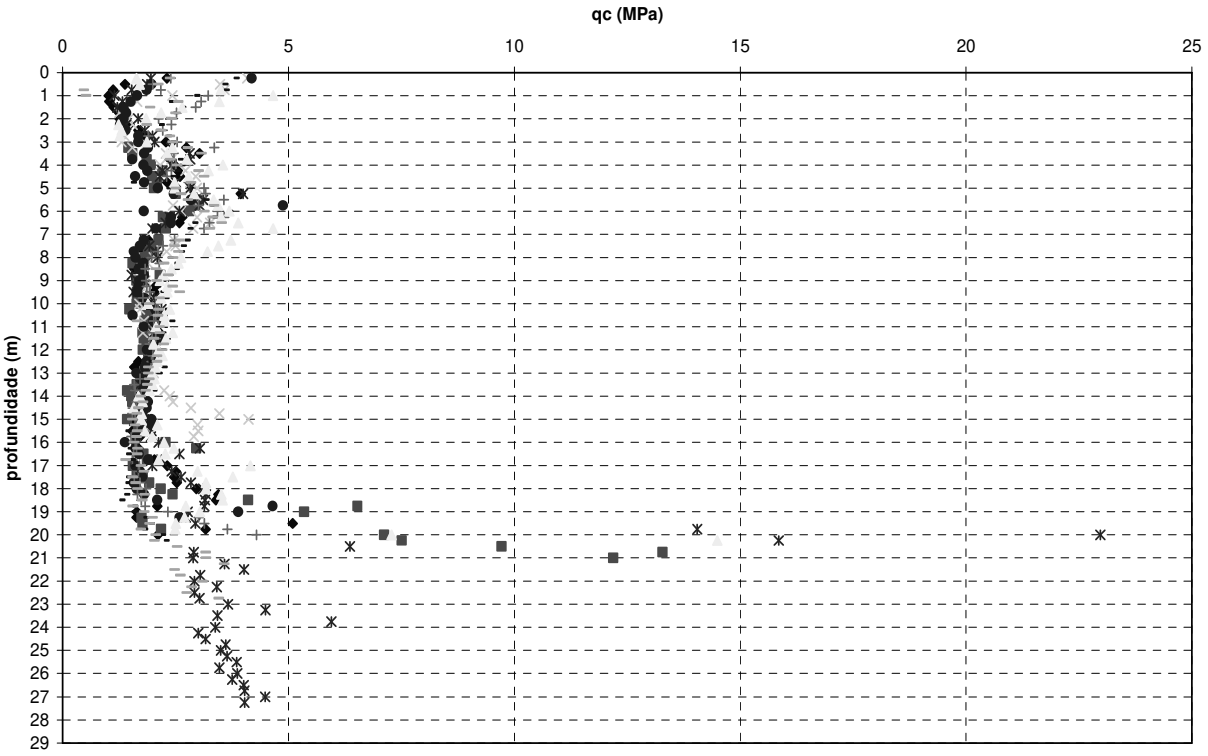


Figura 2.12. Variação dos valores de qc com a profundidade, obtidos por meio de ensaios de CPT.

Na tabela 2.9 são apresentados os valores de coeficiente de atrito FR (fs/qc) obtidos a partir dos ensaios de CPT executados. A figura 2.13 apresenta a variação deste parâmetro com a profundidade.

Tabela 2.9. Valores médios de *FR (%)* obtidos para cada 25cm.

Profundidade (m)	FR_{CP1} (%)	FR_{CP2} (%)	FR_{CP3} (%)	FR_{CP4} (%)	FR_{CP5} (%)	FR_{CP6} (%)	FR_{CP7} (%)	FR_{CP8} (%)	FR_{CP9} (%)	FR med (%)	Sd	Cv (%)
0,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,25	51,5	---	44,8	48,9	19,0	24,1	11,3	20,2	24,4	30,5	14,6	47,8
0,50	102,2	---	18,7	56,7	46,5	61,9	11,5	25,6	15,1	42,3	29,7	70,2
0,75	111,6	---	13,4	33,1	37,2	50,0	11,5	11,4	8,5	34,6	32,8	94,7
1,00	99,0	---	15,7	9,9	14,8	41,2	5,6	2,7	0,0	23,6	31,4	133
1,25	43,7	---	15,0	6,1	8,3	29,8	3,6	2,1	1,9	13,8	15,2	110
1,50	14,15	---	2,6	0,8	8,3	23,0	4,1	1,9	0,5	6,9	9,2	133,3
1,75	5,6	---	1,4	0,0	7,6	14,9	4,8	2,4	1,6	4,8	5,6	117
2,00	5,6	---	1,1	0,7	7,8	10,4	4,2	1,7	2,5	4,2	3,8	90,4
2,25	17,6	---	1,6	0,6	8,5	10,16	2,1	1,4	2,1	5,5	5,9	107,2
2,50	10,7	---	0,0	0,0	14,3	11,4	2,2	0,5	0,9	5,0	6,0	120
2,75	3,8	---	0,8	0,0	17,1	10,7	1,6	0,9	1,7	4,6	6,1	132,6
3,00	4,8	---	0,0	0,0	9,3	9,5	3,9	1,7	1,2	3,8	4,1	108
3,25	6,6	12,3	0,0	0,0	13,3	11,1	4,5	1,1	3,6	5,0	5,3	106
3,50	5,6	11,0	1,3	1,3	11,0	14,9	3,7	3,0	0,0	5,7	5,3	93
3,75	5,5	7,0	0,4	1,2	10,6	14,9	2,5	2,3	2,1	5,2	4,9	94,2
4,00	4,4	5,6	2,0	0,9	26,9	10,0	4,0	3,8	4,7	6,9	7,9	115
4,25	9,0	10,4	1,5	6,2	19,0	9,0	3,3	2,8	3,6	7,2	5,4	75,0
4,50	8,8	11,6	0,8	4,7	14,4	8,7	1,7	1,6	6,1	6,5	4,8	74
4,75	6,9	7,7	0,0	3,5	13,1	9,9	5,4	0,6	3,9	5,7	4,2	73,7
5,00	17,9	25,1	0,0	9,0	17,7	15,6	14,1	4,7	2,4	11,8	8,3	70,3
5,25	13,4	21,1	1,4	13,3	18,2	23,2	14,5	14,3	2,7	13,6	7,4	54,4
5,50	7,2	7,4	1,2	19,0	146,0	22,9	5,0	9,9	6,1	25,0	45,9	183,6
5,75	19,0	19,2	1,7	6,5	22,1	20,3	22,2	19,5	13,1	16,0	7,3	45,6
6,00	26,2	26,0	2,7	11,8	44,6	49,4	23,0	13,9	11,8	23,3	15,5	66,5
6,25	32,0	38,1	4,8	19,8	62,0	50,0	22,1	7,5	12,0	27,6	19,6	71,0
6,50	36,8	40,4	10,0	26,6	68,0	70,4	38,4	12,8	18,5	35,8	21,9	61,2
6,75	58,9	55,9	18,0	16,9	68,0	76,7	44,4	6,5	34,1	42,1	24,7	58,6
7,25	73,3	65,7	24,5	24,4	62,1	96,1	52,0	12,1	35,9	49,6	27,4	55,2
7,50	76,2	70,4	46,7	24,4	64,1	91,9	38,1	21,2	45,6	53,2	24,0	45,1
7,75	72,4	69,3	51,7	30,9	59,9	98,1	65,0	24,7	52,7	58,3	22,1	37,9
8,00	48,1	48,9	74,8	38,6	60,5	87,6	82,2	23,0	60,8	58,3	21,0	36,0
8,25	78,5	87,1	58,0	57,1	84,3	77,1	54,7	37,0	72,9	67,4	16,6	24,6
8,50	92,4	81,7	58,5	69,7	76,7	84,0	87,4	63,7	69,1	75,9	11,4	15,1
8,75	73,7	61,4	75,9	52,0	87,6	75,0	67,2	66,7	62,8	69,1	10,3	15,0
9,00	76,4	85,3	74,4	63,0	61,3	76,5	75,7	68,4	78,4	73,3	7,7	10,5
9,25	71,2	86,9	63,8	70,6	68,5	76,3	82,8	73,4	69,3	73,6	7,3	10,0
9,50	65,0	80	68,1	71,0	77,7	71,3	48,4	70,2	67,2	68,8	9,0	13,1
9,75	92,0	104,8	71,4	67,4	54,9	68,1	44,4	71,2	85,1	73,2	18,4	25,1
10,00	84,6	96,9	79,4	74,1	62,4	59,6	63,6	94,3	89,1	78,2	14,1	18
10,25	82,1	108,8	59,5	71,5	53,9	59,5	57,8	64,5	75,6	70,3	17,1	24,3

10,50	83,2	87,6	74,2	50,7	58,5	97,4	69,9	79,2	74,4	75,0	14,3	19,0
10,75	80,8	87,9	80,5	71,7	63,5	64,7	69,3	73,5	101,8	77,1	12,2	15,8
11,00	76,9	86,5	74,9	65,0	65,1	66,1	64,6	78,8	68,4	71,8	7,8	10,8
11,25	82,8	100,6	68,0	73,6	65,8	56,0	68,2	67,0	62,3	71,6	13,1	18,3
11,50	93,2.	107,2	70,7	63,7	65,9	66,1	71,3	61,8	90,6	71,6	15,9	22,2
11,75	92,5	92,0	83,1	68,6	73,4	59,6	67,3	67,6	76,3	75,6	11,5	15,2
12,00	88,2	92,7	70,9	70,9	68,1	71,1	62,4	65,1	71,8	73,5	10,2	13,9
12,25	72,1	76,3	58,4	60,1	67,3	63,9	60,0	67,3	84,7	67,8	8,7	12,8
12,50	103,0	85,6	76,7	52,3	73,3	85,5	69,5	70,3	89,0	78,3	14,5	18,5
12,75	86,2	73,3	64,4	52,1	62,1	76,4	59,7	55,6	87,4	68,6	12,9	18,8
13,00	69,0	64,1	62,6	52,0	57,2	81,0	59,4	66,2	85,3	66,3	10,8	16,3
13,25	61,3	58,2	56,4	45,0	64,1	66,5	70,3	66,3	79,7	63,1	9,7	15,4
13,50	123,2	123,2	61,3	34,7	67,4	67,2	76,7	59,3	79,8	77,0	29,2	38,0
13,75	86,7	90,9	54,9	32,0	50,0	69,1	55,3	51,5	75,0	62,8	19,1	30,4
14,00	75,6	79,6	61,3	36,3	46,2	81,9	45,7	61,9	76,3	62,7	16,8	26,8
14,25	58,8	63,0	53,1	29,8	43,1	79,9	58,9	61,2	73,6	57,9	15,0	26,0
14,50	62,2	63,0	66,9	25,7	56,1	61,8	62,6	51,5	82,1	59,1	15,1	25,5
14,75	50,3	49,7	49,1	27,1	46,7	58,2	48,7	53,3	71,3	50,5	11,5	22,7
15,00	47,4	51,7	47,7	40,5	38,3	43,6	41,6	61,1	75,3	49,7	11,8	23,7
15,25	50,6	49,1	33,3	41,8	33,8	52,5	41,8	59,1	71,2	48,1	12,2	25,4
15,50	49,4	45,2	49,4	27,7	45,7	64,4	34,1	50,3	70,9	48,6	13,3	27,4
15,75	33,7	35,6	30,8	35,5	42,1	54,9	53,9	46,8	65,0	44,2	11,7	26,5
16,00	36,9	25,9	26,7	---	37,1	60,9	31,7	52,9	66,4	42,3	15,7	37,1
16,25	38,1	21,6	23,2	---	20,1	51,8	38,0	43,8	62,6	37,4	15,3	40,9
16,50	44,4	42,4	36,5	---	42,2	44,4	38,2	44,4	67,3	45,0	9,5	21,1
16,75	32,3	35,3	39,4	---	68,1	35,8	34,4	42,4	65,0	44,1	14,2	32,2
17,00	22,0	32,7	20,7	---	49,5	48,1	29,4	51,3	53,2	38,4	13,6	35,4
17,25	29,1	44,5	56,2	---	35,5	54,6	35,1	41,9	49,4	43,3	9,7	22,4
17,50	49,4	68,5	39,0	---	39,7	44,3	39,0	51,4	67,7	49,9	12,2	24,4
17,75	35,2	46,3	56,9	---	28,5	43,7	26,2	47,5	45,7	41,25	10,4	25,2
18,00	30,4	41,5	57,9	---	27,0	44,5	22,2	40,6	45,2	38,7	11,5	29,7
18,25	31,6	44,7	42,7	---	34,3	38,1	36,1	36,2	41,7	38,2	4,5	11,8
18,50	49,1	40,6	53,1	---	43,5	41,4	32,7	37,5	65,9	45,5	10,4	22,8
18,75	84,8	27,2	62,3	---	42,3	19,3	39,3	41,7	55,5	46,5	20,7	44,5
19,00	84,1	25,8	52,3	---	59,2	46,0	23,6	46,7	45,8	48,0	19,1	39,8
19,25	54,6	50,8	59,6	---	55,3	102,7	27,2	34,8	45,7	53,8	22,6	42,0
19,50	19,2	55,4	64,1	---	45,9	---	25,1	45,6	72,5	46,8	17,2	36,7
19,75	44,5	64,7	59,0	---	8,0	---	24,4	48,3	59,5	44,0	19,8	45,0
20,00	96,7	28,7	15,9	---	9,7	---	24,2	31,3	42,7	35,6	31,1	87,3
20,25	---	11,1	12,6	---	38,3	---	---	34,1	40,7	27,4	15,9	58,0
20,50	---	---	---	---	79,4	---	---	---	40,5	60,0	27,5	45,8
20,75	---	---	---	---	160,7	---	---	---	30,9	95,8	91,8	95,8
21,00	---	---	---	---	54,0	---	---	---	42,8	48,4	7,9	16,3
21,25	---	---	---	---	38,7	---	---	---	40,8	39,7	1,45	3,6
21,50	---	---	---	---	45,5	---	---	---	75,8	60,6	21,4	35,3

21,75	---	---	---	---	79,7	---	---	---	59,4	69,5	14,3	20,5
22,00	---	---	---	---	67,1	---	---	---	45,9	56,5	15,0	26,5
22,25	---	---	---	---	45,1	---	---	---	64,3	54,7	13,6	24,8
22,50	---	---	---	---	67,1	---	---	---	70,9	69,0	2,7	4,0
22,75	---	---	---	---	60,4	---	---	---	51,4	55,9	6,4	11,4
23,00	---	---	---	---	45,3	---	---	---	---	45,3	---	---
23,25	---	---	---	---	39,6	---	---	---	---	39,6	---	---
23,50	---	---	---	---	68,2	---	---	---	---	68,2	---	---
23,75	---	---	---	---	29,6	---	---	---	---	29,6	---	---
24,00	---	---	---	---	86,1	---	---	---	---	86,1	---	---
24,25	---	---	---	---	60,7	---	---	---	---	60,7	---	---
24,50	---	---	---	---	46,7	---	---	---	---	46,7	---	---
24,75	---	---	---	---	38,8	---	---	---	---	38,8	---	---
25,00	---	---	---	---	38,6	---	---	---	---	38,6	---	---
25,25	---	---	---	---	38,5	---	---	---	---	38,5	---	---
25,50	---	---	---	---	49,6	---	---	---	---	49,6	---	---
25,75	---	---	---	---	49,0	---	---	---	---	49	---	---
26,00	---	---	---	---	35,7	---	---	---	---	35,7	---	---
26,25	---	---	---	---	33,3	---	---	---	---	33,3	---	---
26,50	---	---	---	---	49,3	---	---	---	---	49,3	---	---
26,75	---	---	---	---	44,4	---	---	---	---	44,4	---	---
27,00	---	---	---	---	36,4	---	---	---	---	36,4	---	---
27,25	---	---	---	---	43,7	---	---	---	---	43,7	---	---

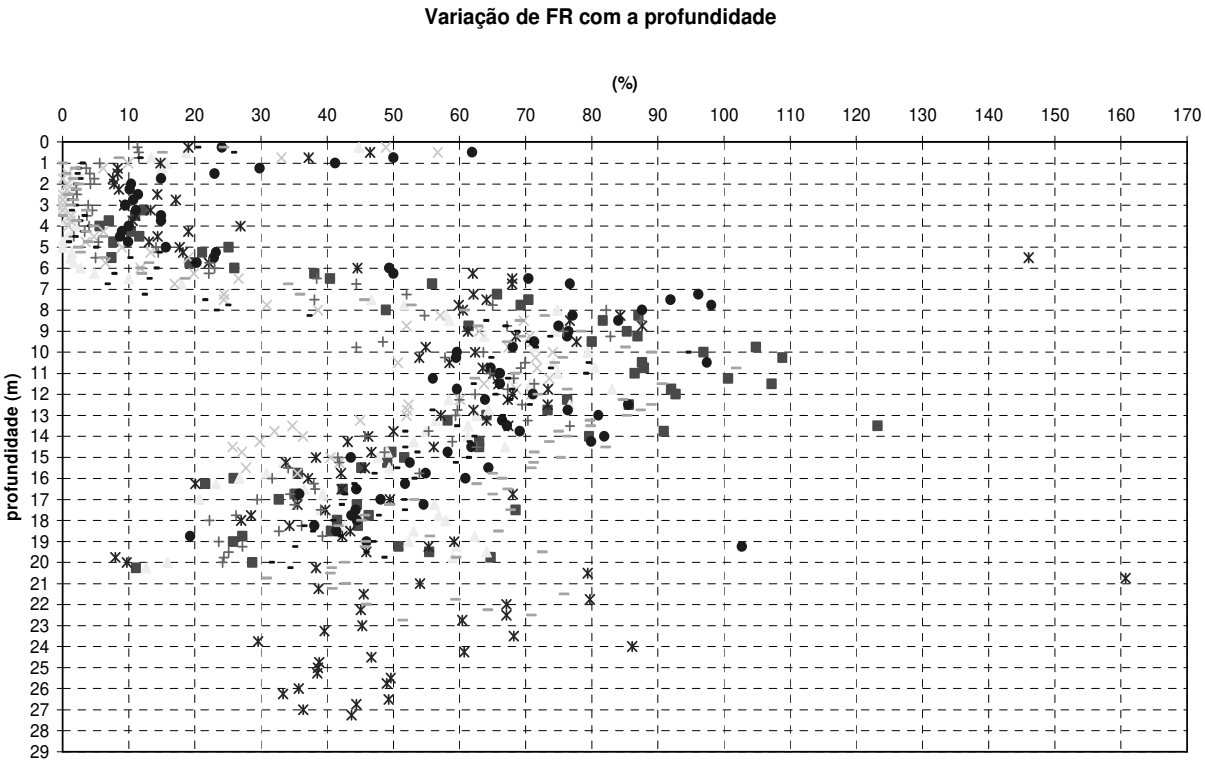


Figura 2.13. Variação dos valores de FR com a profundidade.

Baseados em ensaios de campo, Albuquerque (2001) comenta que o solo da primeira camada apresenta índices médios de resistência à penetração de N_{spt} menor ou igual a 5, qc menor que 1500kPa, $T_{máx}$ menor ou igual a 2 e $T_{mínimo}$ igual a 1, na segunda camada $N_{spt}<35$, qc<3000kPa, $T_{máx} \leq 35$ e $T_{mímino} \leq 24$.

A figura 2.14 apresenta a execução do ensaio de cone CPT no Campo Experimental da Feagri. A figura 2.15 apresenta a execução da sondagem SPT-T.

Figura 2.14. Execução do ensaio de cone elétrico no campo experimental da Feagri.

Figura 2.15. Execução da sondagem tipo SPT-T, operação de escavação com trado manual.

A figura 2.16 apresenta a variação do coeficiente de empuxo em repouso (k_o) do Campo Experimental com a profundidade estimado por meio da correlação de Jaky (1948).

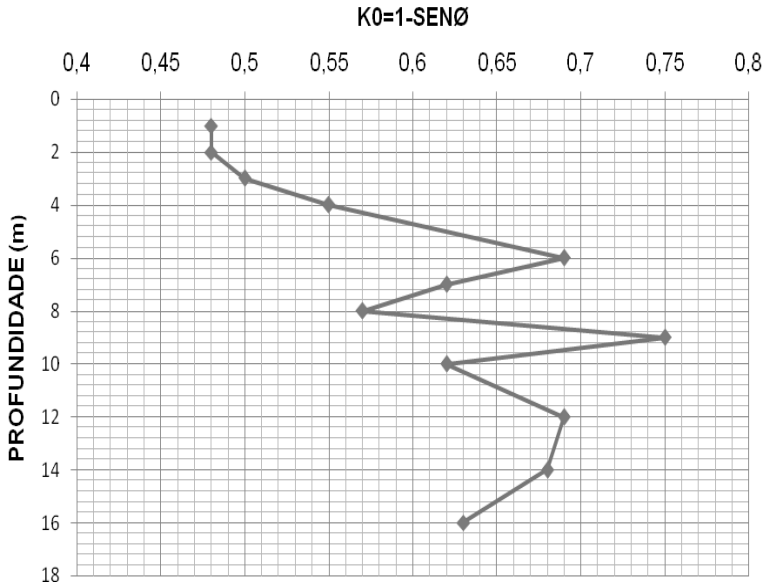


Figura 2.16. Variação do valor de k_o estimado com a profundidade.

Deve-se ressaltar que o valor de k_o real do campo experimental não está disponível, dessa maneira não é possível fazer uma comparação dos valores obtidos por meio da correlação com valores reais de campo. Salienta-se que a estimativa dos valores de coeficiente de empuxo em repouso em solos residuais é assunto complexo, pelo fato de que seu valor dependerá da rocha que deu origem ao solo.

Resultados de ensaio pressiométrico foram obtidos por meio do trabalho realizado por Fontaine (2004), com os quais se estimam através de correlações empíricas, os valores do módulo de elasticidade e de cisalhamento conforme mostra a tabela 2.10.

Tabela 2.10. Valores do módulo de elasticidade e cisalhamento do solo.(FONTAINE, 2004).

Profundidade (m)	E (MPa)	G (MPa)
2,0	3,11	1,17
4,0	10,1	3,80
8,0	11,65	4,38
10,0	13,03	4,90
12,0	13,06	4,91
14,0	10,49	3,94
16,0	6,98	2,62

2.2 EXECUÇÃO DAS ESTACAS TESTE

Para esta pesquisa foram executadas no total 17 estacas dos seguintes tipos: Raiz, Hélice Contínua, Ômega, Escavada Convencional, Pré-moldada de Concreto, Metálica tipo perfil I e Trilho TR37. No quadro 2.2 são apresentadas as características de cada estaca executada.

Quadro 2.2. Estacas teste estudadas nesta pesquisa.

Tipo de Estaca	Quantidade	Comprimento	Diâmetro	Perímetro
Raiz	4	3 com 12m 1 com 23m	3 com 410mm 1 com 310mm	1,29m 0,97m
Perfil metálico tipo I Gerdau w250x32,7	3	2 com 18m 1com 12m	De= 350 mm*	1,09m
Trilho TR37	2	1 com 18m 1 com 20,5m	De = 140 mm*	0,44m
Escavada	3	Todas com 12m	Todas com 400 mm	1,25m
Hélice Contínua	3	Todas com 12m	Todas com 400 mm	1,25m
Ômega	1	12m	370 mm	1,16 m
Pré-moldada de concreto	1	14m	180mm	0,56m

* Diâmetro Equivalente referente a uma circunferência com mesmo perímetro (Deq= U/π)

2.2.1 Execução das estacas raiz

A execução das quatro estacas teste foi de acordo com os procedimentos recomendados pela ABEF (1999).

As estacas foram executadas com argamassa industrializada da Votorantim Cimentos, divisão Votomassa, denominada Votomassa *Grout* ou Argamassa Estrutural para Fundação, a qual foi operacionalizada no local pelo Sistema *Matrix*. As características da argamassa industrializada utilizada encontram-se listadas na tabela 2.11. Para maiores detalhes a respeito do sistema empregado para a execução da argamassa utilizada, bem como do sistema *Matrix*, recomenda-se a consulta à Laister *et all* (2004).A pressão A pressão de ar comprimido empregada no adensamento da argamassa foi de 3,0kg/cm^2.

Tabela 2.11. Características físicas da argamassa industrializada utilizada.

Densidade aparente	15,5kN/m^3
Densidade fresca	22 kN/m^3
Índice de espalhamento (*flow*)	340mm
Água para mistura	15,2%

Os equipamentos utilizados para a execução das estacas teste foram: gerador de energia, perfuratriz rotativa hidráulica sobre esteiras acionada por motor a diesel Cló-Zironi CR-12 com torre treliçada, bomba d'água, compressor de ar, bomba para a injeção da argamassa, conjunto extrator e dois conjuntos para acumulação de água (reservatórios). As figuras seguintes apresentam o aspecto dos equipamentos utilizados.

Figura 2.17. Perfuratriz utilizada.

Figura 2.18. Extrator pneumático de camisa metálica.

Figura 2.19. Gerador de energia.

Figura 2.20. Reservatório de água e bomba de água.

As estacas teste foram dotadas de armadura longitudinal até uma profundidade de 4,0m que foram inseridas na escavação por auxílio de caminhão *Munck* conforme figura 2.21. Na tabela 2.12 são apresentadas as características das armaduras utilizadas. Vale ressaltar que as estacas foram armadas somente até esta cota e não em seu comprimento total em função da presença de um tirante de aço que foi inserido no centro, ao longo de toda a estaca, colaborando este na resistência do elemento estrutural.

Figura 2.21. Inserção da armadura na escavação.

Tabela 2.12. Características das armaduras utilizadas nas estacas teste.

Comprimento da estaca	Armadura longitudinal	Bitola do estribo	Diâmetro do estribo
12m	6 ϕ 16 mm	6,3 mm	280 mm
23m	7 ϕ 20 mm	6,3 mm	200 mm

No interior de cada estaca teste ao longo de todo seu comprimento, foram inseridos seguimentos de tirantes de aço vazado de seção circular com diâmetro externo de 73 mm e interno de 44,5 mm com 6 m de comprimento em cada elemento, conforme apresentado na figura 2.22. Notar na mesma figura que os tirantes são dotados de rosca, o que auxilia no emprego de luvas na solidarização de outros segmentos, além de incrementar a ancoragem deste na argamassa.

Figura 2.22. Tirantes utilizados no interior das estacas teste.

Dessa maneira, para as estacas teste com 12m de comprimento foram inseridos 2 segmentos de tirante de 6m e para a estaca de 23m foram inseridos 4 segmentos de tirante de 6m no interior do fuste. Para a inserção dos tirantes nas estacas foi utilizada a torre treliçada da perfuratriz. Para o acoplamento da ponta do tirante ao cabo de aço do guincho da perfuratriz, foi projetada uma luva especial que possuía uma aba que fosse possível o levantamento das barras. Esta aba também era móvel e possuía a capacidade de girar em falso acompanhando o movimento giratório gerado pelo rosqueamento do tirante em luvas de solidarização. Pode-se visualizar na figura 2.23 o detalhe do levantamento do tirante com a luva projetada na ponta.

Figura 2.23 - Detalhe da luva especial durante o levante do tirante.

A figura 2.24 apresenta o levantamento pelo guincho da perfuratriz de um tirante para logo após ser inserido no interior do fuste escavado.

Figura 2.24 - Levantamento de um segmento de tirante de 6m.

Cada segmento de tirante possuía um comprimento de 6,0m, dessa maneira estes eram solidarizados por meio de luvas metálicas dotadas de rosca cônica conforme se verifica na figura 2.25. O curso de rosqueamento de um segmento de tirante era limitado até uma das metades da luva por meio uma saliência. Este mecanismo garantia que os tirantes solidarizados pela luva apresentassem mesmo comprimento de rosqueamento.

Figura 2.25. Luva de solidarização de segmentos de tirante.

Na base dos tirantes, inseridos na escavação do fuste, foram instaladas luvas metálicas com aletas soldadas em sua base. Estas aletas objetivaram servir de "espaçadores e guias", com o intuito de manter o tirante alinhado com o eixo da escavação do fuste. A figura 2.26 apresenta uma destas luvas utilizadas. Na figura 2.27 pode-se visualizar esta luva rosqueada na ponta do tirante.

Figura 2.26. Luva com aletas utilizada na base do tirante.

Figura 2.27. Luva com aletas rosqueada na base do tirante.

O primeiro tirante a ser inserido na perfuração continha em sua ponta a luva especial demonstrada nas figuras 2.26 e 2.27. Para a inserção de um novo tirante era necessário manter o segmento anteriormente depositado suspenso na escavação do fuste. Dessa maneira foi também projetado um dispositivo com a forma de garfo metálico, o qual era imediatamente colocado entre a base da luva e a superfície do terreno, mantendo assim o segmento de tirante

anteriormente inserido suspenso, enquanto o segmento seguinte era acoplado e rosqueado na luva. Esta operação, bem como o "garfo" metálico, pode ser verificada nas figuras 2.28 e 2.29. Apresenta-se na figura 2.30 o aspecto deste equipamento.

Figura 2.28. Garfo metálico travando a luva na superfície do terreno e mantendo o primeiro segmento do tirante suspenso na escavação do fuste.

Figura 2.29. Operação de solidarização de um segmento de tirante a outro por meio da utilização de luvas metálicas.

Figura 2.30. Vistas do "garfo metálico" utilizado na suspensão dos segmentos de tirante no interior da escavação.

2.2.2 Execução das estacas escavadas, hélice contínua e ômega

As estacas tipo hélice contínua, escavada simples (sem utilização de lama bentonítica) e Ômega foram executadas de acordo com as recomendações adotadas pela ABEF (1999).

Para as estacas Escavadas a armadura foi colocada antes da concretagem. Já no caso das estacas Hélice-Contínua e Ômega, devido o processo executivo de concretagem optou-se por introduzir a armadura após a concretagem. A armadura longitudinal das estacas foi composta por 4 barras de aço do tipo CA-50 de 16mm de diâmetro e estribos de 6,3mm de diâmetro espaçados a cada 20cm.

Nesses dois tipos de estacas, hélice contínua e ômega, o concreto utilizado foi do tipo bombeável com consumo de cimento na razão de 400 kg/m^3, empregando-se como agregados pedrisco e areia. Esse concreto apresentou *slump* ± 240 mm. Para as estacas Escavadas o valor do fck do concreto utilizado foi de 15 MPa apresentando um slump de $\pm$ 70mm.

O equipamento empregado para execução das estacas hélice-contínua e ômega consistiu em uma perfuratriz tipo MAIT HR-200, com capacidade de torque para penetração do trado no terreno na faixa entre 220 kN.m a 340 kN.m. A figura 2.31 apresenta a perfuratriz utilizada em ação no campo experimental.

O espaçamento entre as estacas executadas a serem ensaiadas foi 4,80m entre eixos, o que corresponde a 12 vezes o diâmetro nominal das estacas. Este espaçamento, previsto em norma, serviu para garantir que a realização dos ensaios não afetasse com o solo circundante às estacas vizinhas. Para maiores detalhes a respeito do processo executivo das estacas teste pode-se consultar Albuquerque (2001).

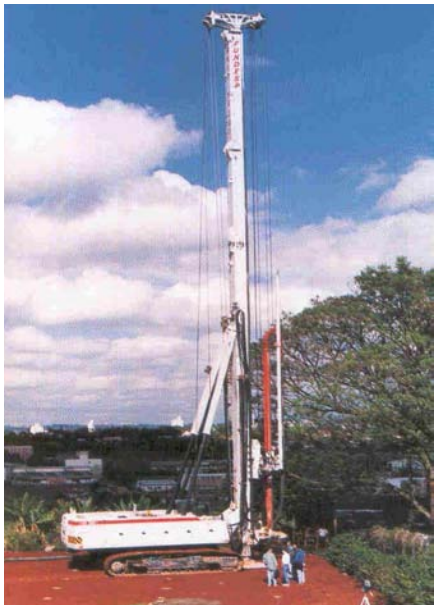


Figura 2.31. Perfuratriz utilizada para execução de estacas hélice contínua e ômega.

2.2.3 Execução das estacas metálicas e trilho TR37

Foram executadas 3 estacas metálicas tipo perfil de seção I com bitola w250x32,7 da Gerdau Açominas e 2 trilhos tipo TR37. O processo executivo destas ocorreu em concordância às recomendações citadas pela ABEF (1999) no capítulo referente a estacas cravadas. Os perfis de 18m de comprimento e o trilho TR-37 de 20,5m foram cravados até apresentarem nega equivalente a 50mm.

Para a cravação das estacas foi utilizado equipamento de bate-estacas com massa de pilão equivalente a 1,9 toneladas e altura de queda de 0,70m e movimentação por meio de roletes metálicos. Sobre cada estaca foi utilizado um capacete metálico com o intuito de proteger a ponta da estaca a possíveis deformações geradas pelo impacto do pilão. Entre o capacete metálico e a estaca foram utilizadas “coxins” de madeira compensada objetivando

amortecer o impacto do capacete sobre a cabeça da estaca. Sobre o capacete foi utilizado um cepo de madeira para amortecer o impacto do pilão sobre o capacete.

Como cada elemento de estaca, quer fosse trilho ou perfil, possuía 12m e 6m de comprimento comercial e a pesquisa necessitava de comprimentos em grandezas variáveis, houve a necessidade de se executar soldas entre elementos com o intuito de solidarizá-los e atingir os comprimentos desejados. Foram executadas também talas metálicas com o intuito de se reforçar ainda mais cada emenda. As figuras seguintes apresentam algumas etapas do processo executivo. Nas tabelas 2.13 e 2.14 são apresentadas as características das estacas metálicas e dos trilhos cravados.

Tabela 2.13. Características do perfil I utilizado.

Bitola (mmxkg/m)	Massa linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_t (mm)	h (mm)	d´ (mm)	Área (cm^2)
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1

Onde:

d= altura;

b_f=largura da aba;

t_w=espessura da alma;

t_t=espessura da aba;

h=altura interna;

d´= altura livre da alma.

Tabela 2.14. Características do trilho utilizado.

Tipo	SPE (cm^2)	SPNE (cm^2)	SL (m^2/ml)	S (cm^2)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	Massa (kg/m)
TR37 (ASCE 7540)	113	47,3	0,44	47,3	122,2	122,2	62,7	13,5	37,11

Onde:

SPE=área de ponta embuchada;

SPNE =área de ponta não embuchada;

SL=área lateral por metro de estaca;

S=área da seção transversal.

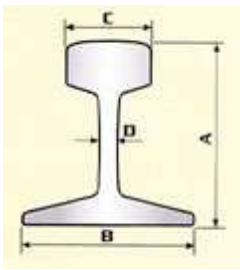


Figura 2.32. Recebimento dos Perfis.

Figura 2.33. Recebimento dos Trilhos.

Figura 2.34. Pilão de 1,9 toneladas utilizado.

Figura 2.35. Capacetes utilizados na cravação das estacas.

Figura 2.36. Verificação do prumo do perfil metálico.

Figura 2.37. Cravação das estacas metálicas.

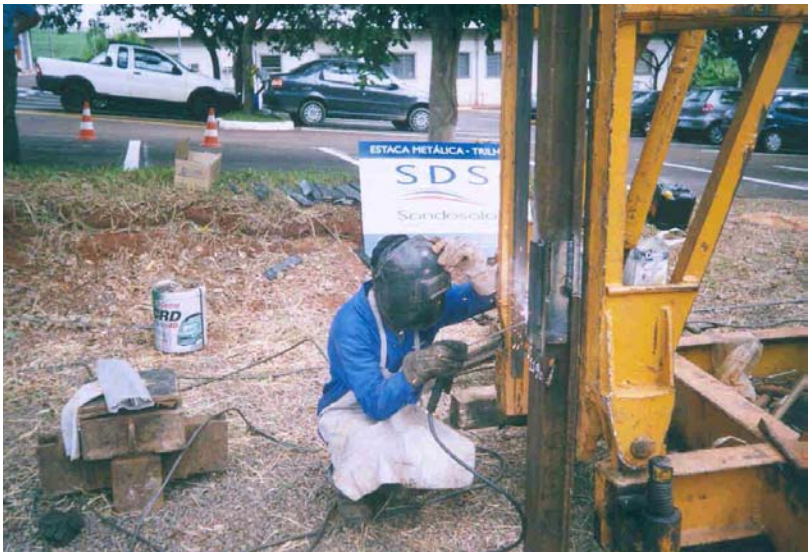


Figura 2.38. Execução de solidarização por meio de soldagem em trilho.

Figura 2.39. Verificação da nega em trilho.

Uma das dificuldades enfrentadas nesta etapa da pesquisa foi idealizar a maneira como cada estaca deveria ser tracionada. Ao contrário das estacas moldadas *in loco*, como as que foram anteriormente comentadas, não haveria a possibilidade de se concretar no interior destas qualquer tipo de tirante. Dessa forma pensou-se em soldar um segmento de tirante no topo de cada estaca metálica, entretanto esta idéia foi imediatamente descartada, uma vez que haveria o sério risco de a solda não agüentar, o que certamente causaria sérios acidentes.

Assim sendo, foi projetada uma garra metálica que foi acoplada na estaca por cima e solidarizada a esta por meio de pinos de aço que a travariam em furos pré-executados no perfil. Sobre a garra foi executada uma rosca onde se pôde rosquear o tirante de reação para execução da prova de carga. Todo o conjunto, tanto a garra como os pinos foram dimensionados para resistir a esforços predominantemente de cisalhamento. Os furos executados nos perfis metálicos, também foram devidamente dimensionados com o intuito de

se evitar possíveis rasgos em função dos altos carregamentos que seriam aplicados pelo sistema da prova de carga. Tanto a garra, bem como os pinos foram executados em aço ABNT 1040, caracterizado por sua satisfatória resistência e facilidade de usinagem. Os tirantes utilizados nesta etapa foram os mesmos utilizados nas provas de carga das estacas raiz.

Para a correta execução dos furos nos perfis foi executado um gabarito de madeira compensada. Após a demarcação dos locais dos furos, as estacas foram perfuradas por meio de uma serra copo, para somente depois serem cravadas. Pode-se notar pela figura 2.40 o aspecto do perfil cravado e perfurado. Na figura 2.41 nota-se a garra acoplada ao perfil.

Figura 2.40. Perfil metálico perfurado e cravado.

Figura 2.41. Garra metálica acoplada ao perfil metálico.

Pode-se perceber na figura 2.41, que na parte superior da garra foram soldadas chapas metálicas (em amarelo) com o intuito de servirem de apoio aos relógios comparadores que seriam utilizados nas provas de carga, eliminando-se dessa forma a necessidade de execução de blocos de coroamento. Verifica-se também o tirante rosqueado na garra além dos pinos travando o acessório à estaca. Na figura 2.42 são apresentados os relógios apoiados sobre as chapas. Na figura 2.43 verifica-se o plano de perfuração do perfil metálico.

Figura 2.42. Relógios apoiados sobre as chapas da garra.

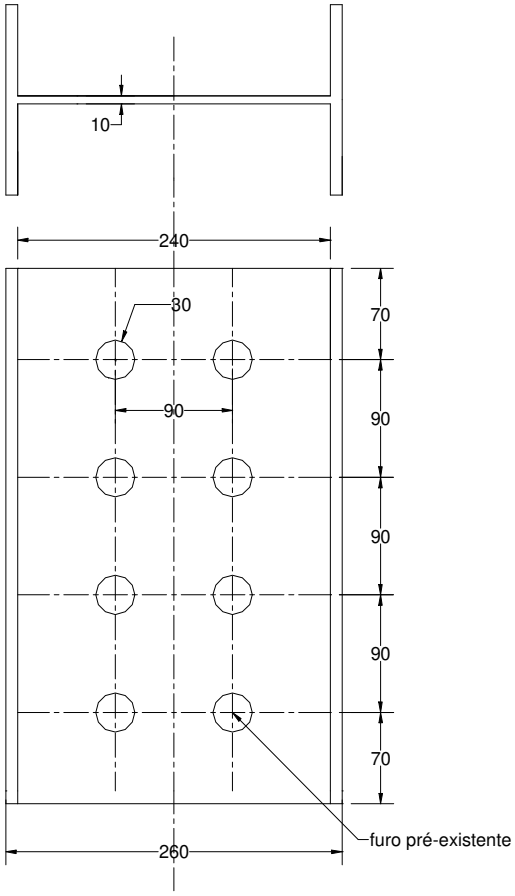


Figura 2.43. Plano de perfuração do perfil metálico (dimensões em mm).

No eixo da garra foi executado um corte no sentido longitudinal de 15 mm com o intuito de possibilitar o encaixe desta no perfil sem que sobrasse muita folga. Os pinos utilizados foram usinados com diâmetro de 28 mm para permitir seu fácil travamento nos orifícios da garra e do perfil. Deve-se salientar que para que esta operação fosse executada com sucesso tomou-se, durante a fase de cravação, especial atenção na manutenção da correta verticalidade de cada elemento da estaca, aferindo-se seu prumo a cada metro cravado. Na figura 2.44 é representado o croqui executivo da garra metálica.

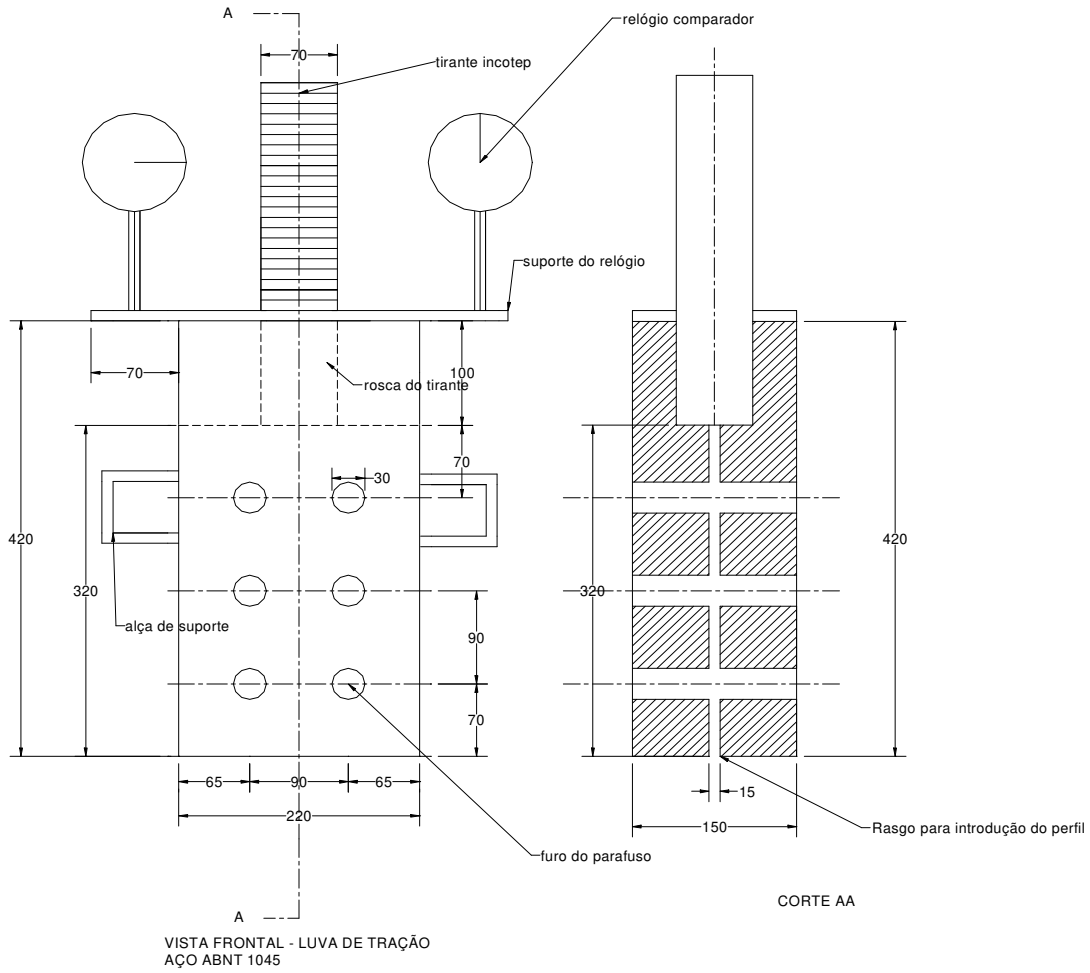


Figura 2.44. Croqui executivo da garra (dimensões em mm).

Para o ensaio dos trilhos também foi projetada uma garra metálica análoga àquela anteriormente descrita. Apresenta-se na figura 2.45 os elementos de trilho perfurados na ponta e na figura 2.46 é apresentada a garra acoplada ao trilho.

Figura 2.45. Ponta dos trilhos perfurada.

Figura 2.46. Garra metálica acoplada ao trilho.

CAPÍTULO 3

PROVAS DE CARGA EXECUTADAS

3.1 INTRODUÇÃO

A Norma Brasileira NBR 6122/96 afirma que a carga admissível de uma estaca pode ser obtida, desde que se utilizem valores de carga máxima determinados por meio de provas de carga utilizando-se um fator de segurança equivalente a 1,6. Para o cálculo da carga admissível utilizando-se métodos semi-empíricos a norma estabelece um fator de segurança de 2,0.

Quanto ao número de ensaios, a NBR 6122-96 fixa no item 7.8.3.2 nota b, que para estacas pré-moldadas de concreto, as provas de carga estáticas comprimidas deverão ser executadas em um número de 1% do conjunto de estacas de mesmas características. Para estacas escavadas, de acordo com o item 7.9.7.2.4, em obras com mais de 100 estacas para cargas de trabalho acima de 3000kN recomenda-se a execução de pelo menos uma prova de carga, de preferência em estaca instrumentada.

Para o caso de resultados não satisfatórios, ainda para estacas escavadas, deve-se ser revisado o programa de execução das provas de carga, item 7.9.7.2.5.

3.2 EXECUÇÃO DAS PROVAS DE CARGA PARA ESTA PESQUISA

Foram executadas provas de carga estáticas do tipo lenta para as estacas raiz, ômega, hélice contínua e escavada e provas de carga do tipo mista para as estacas metálicas (perfis I e trilhos). A prova de carga mista foi conduzida de maneira lenta até atingir a carga de trabalho estimada do elemento de fundação, para logo após iniciar-se o carregamento rápido até a ruptura. A realização das provas de carga estática lentas, bem como sua montagem ocorreu de acordo com o recomendado pela NBR 12.131/91. Deve-se ressaltar que estas provas foram executadas antes da revisão que a NBR 12.131 sofreu em 2006. As estacas estudadas, antes de sua execução, tiveram suas cargas máximas inicialmente estimadas por meio do método de Décourt & Quaresma (1998) com o intuito de serem determinados os incrementos de carga das provas. Deve-se ressaltar que as provas de carga foram executadas até que os deslocamentos verticais não mais

estabilizassem para um determinado incremento de carga. Após a ruptura as estacas, na maioria das vezes, foram conduzidas a um deslocamento vertical igual ou superior a 30% do seu diâmetro.

3.2.1 Aplicação do carregamento

Para aplicação do carregamento empregou-se um conjunto composto de um macaco hidráulico com capacidade de aplicação de carga de 200 toneladas, acionado por uma bomba hidráulica dotada de manômetro. O macaco hidráulico possui em seu eixo um furo central para passagem de tirantes solidarizados às estacas. Para o controle da carga aplicada pelo macaco hidráulico utilizou-se uma célula de carga calibrada. Nas figuras 3.1 e 3.2 são apresentados a célula de carga e o macaco hidráulico utilizados.

Figura 3.1 Célula de carga utilizada.

Figura 3.2. Macaco hidráulico.

Na figura 3.3 pode-se verificar que a célula de carga é comprimida pelo macaco hidráulico na medida em que este solicita a estaca teste. Verifica-se também o sistema de travamento do tirante sobre a célula de carga que consistiu em uma chapa metálica e uma luva rosqueável. A carga aplicada na célula de carga pode ser observada por meio de uma caixa de aquisição de dados, conforme se apresenta na figura 3.4. Para as estacas instrumentadas, como o caso das estacas tipo raiz de 12m de comprimento, utilizou-se também uma caixa seletora de canais para se executar as leituras dos extensômetros elétricos de resistência (*strain gages)* posicionados na seção de referência e a profundidade de 5,0m.

Nota-se na figura 3.5 a caixa seletora de canais conectada à caixa de aquisição de dados.

Figura 3.3. Célula de carga e macaco hidráulico.

Figura 3.4. Caixa de aquisição de dados.

Figura 3.5. Caixa seletora de canais conectada à caixa de aquisição de dados.

3.2.2 Execução do sistema de reação

O sistema de reação consistiu em uma viga metálica projetada para suportar esforços de até 1500 kN em sua parte central. Esta é constituída por um perfil duplo "I", tendo um comprimento de 5,30 m, altura de 0,75m e largura de 0,80m. A massa dessa viga é de 3,1 toneladas. Sobre viga foi posicionado o macaco hidráulico e a célula de carga conforme verificado na figura 3.3 apresentada. A figura 3.6 apresenta a instalação da viga sobre a estaca teste utilizando-se auxílio de caminhão *Munck.* A viga metálica era instalada sobre dois blocos de coroamento, onde sob estes foram executadas estacas de reação. A figura 3.7 representa uma prova de carga executada em uma estaca tipo raiz. Na tabela 3.1 é apresentada uma relação das estacas que foram executadas para servir de reação para cada prova de carga executada.

Figura 3.6. Instalação da viga de reação com auxílio de caminhão *Munck.*

Figura 3.7. Prova de carga executada em estaca raiz.

As figuras 3.8 à 3.10 apresentam o esquema de montagem das provas de carga executadas.

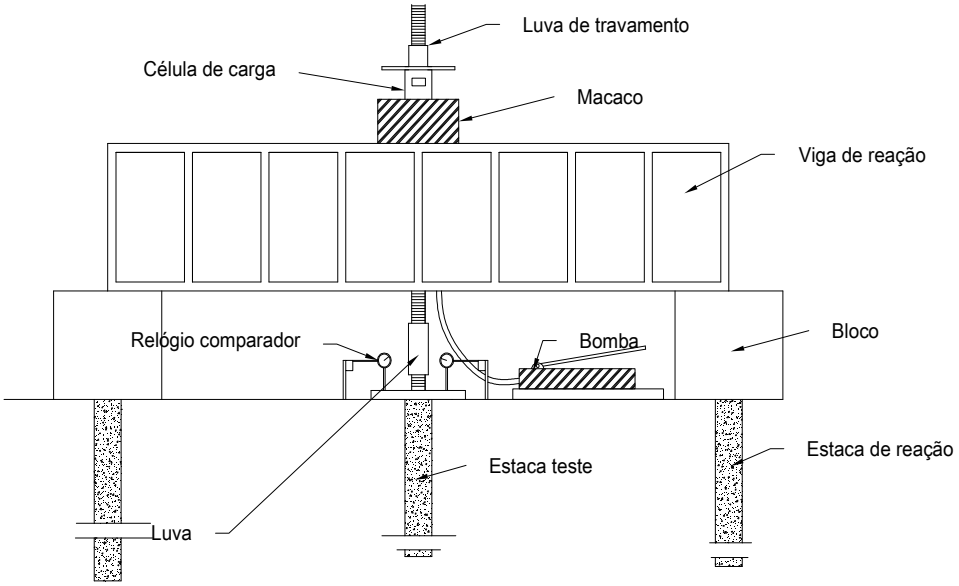


Figura 3.8. Esquema de montagem de prova de carga de estacas moldadas “in loco”.

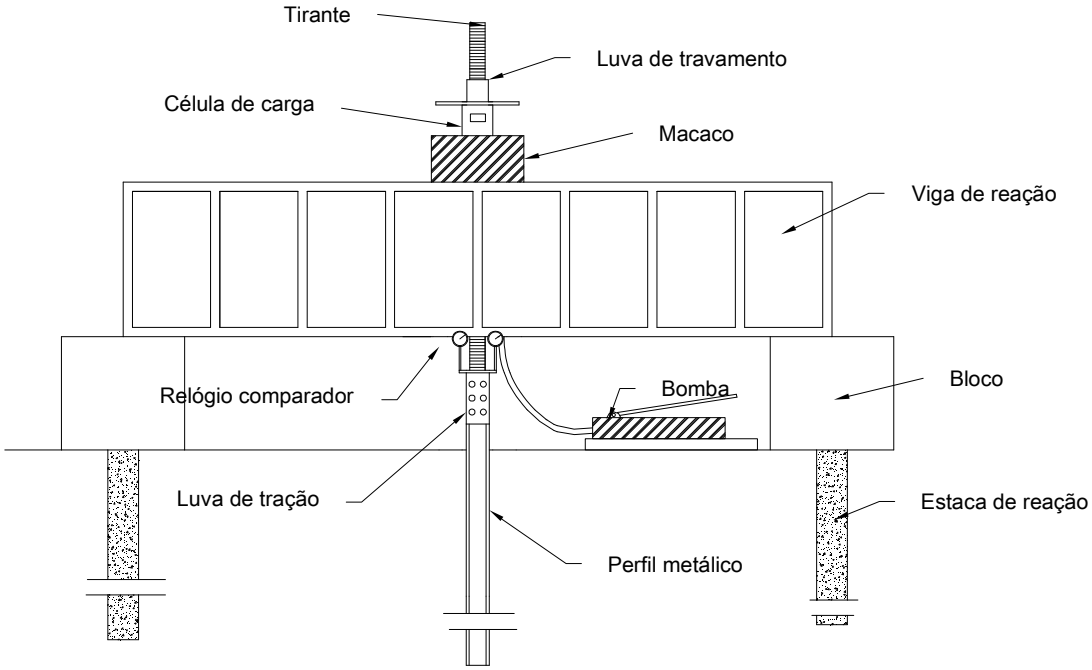


Figura 3.9. Esquema de montagem de prova de carga de estaca tipo perfil metálico.

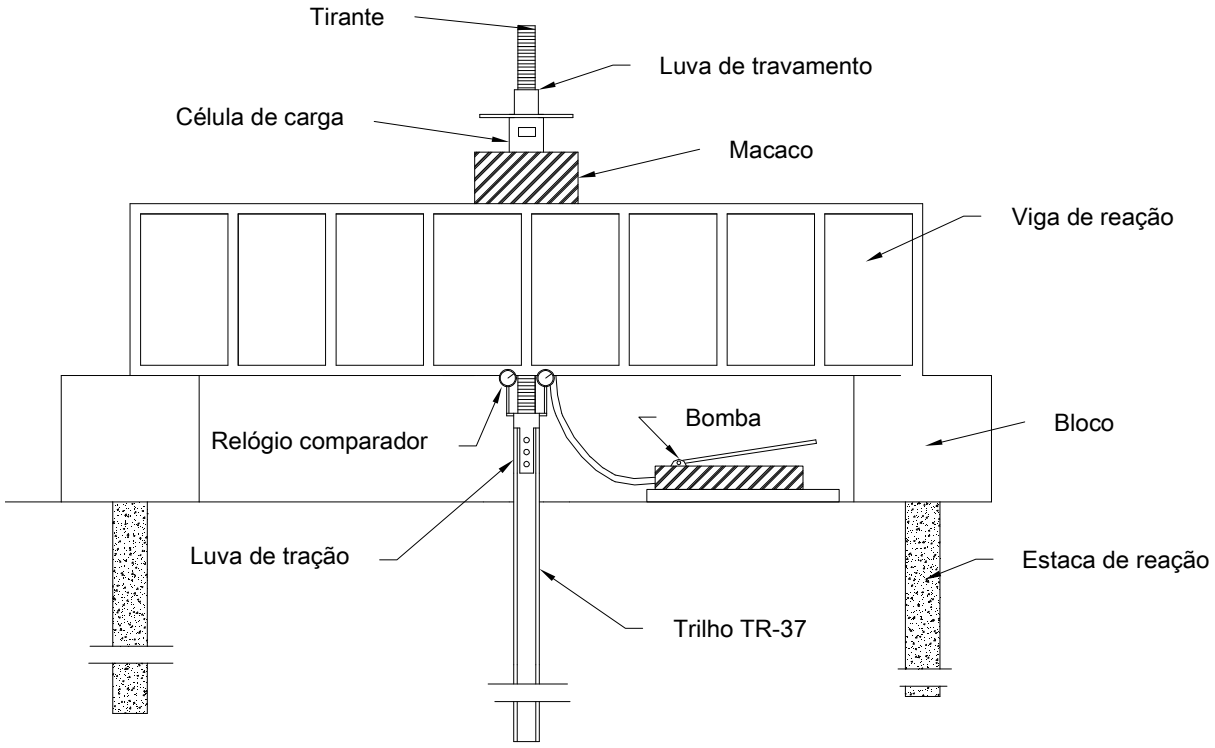


Figura 3.10. Esquema de montagem de prova de carga de estaca tipo trilho (notar diferença entre a luva apresentada na figura 3.9).

Tabela 3.1. Relação das estacas utilizadas como reação nas provas de carga realizadas.

Prova de carga	Tipo de estaca de reação utilizado	Comprimento estaca teste (m)	Diâmetro estaca teste (mm)
Estacas raiz.	Hélice contínua	18	370
Estacas trilho e perfis metálicos.	Escavadas	16	400
Estacas hélice contínua, escavada e ômega.	Hélice contínua	18	400

3.2.3 Verificação dos deslocamentos verticais

Para a observação dos deslocamentos verticais decorrentes em cada estágio de carregamento, foram utilizados relógios comparadores com precisão de leitura de 0,01mm e curso de 50mm. Estes relógios possuíam bases magnetizadas que eram fixadas em vigotas metálicas em balaço, instaladas paralelamente à estaca teste. A haste dos relógios apoiava-se sobre placas de acrílico coladas em cada extremidade do bloco de coroamento da estaca teste. Para o caso das estacas metálicas perfil e tipo trilho as hastes dos relógios ficavam apoiadas diretamente nas garras de tração, conforme comentado em item anterior. As figuras 3.11 e 3.12 apresentam o posicionamento dos relógios comparadores.

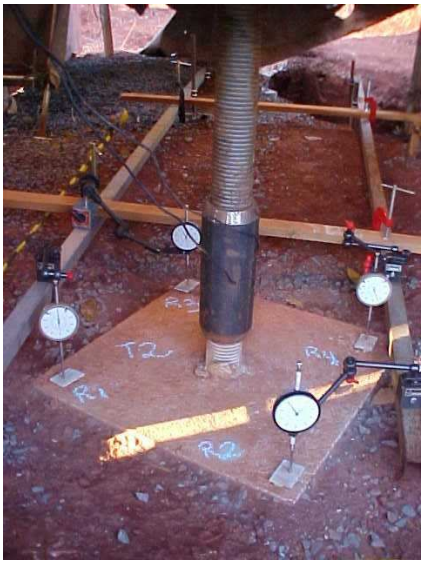


Figura 3.11. Posicionamento dos relógios comparadores sobre bloco de estaca teste tipo raiz.

Figura 3.12. Relógio comparador com haste apoiada na garra de tração.

Por meio das figuras 3.11 e 3.12 apresentadas pode-se notar a presença de um pequeno caibro de madeira preso as vigotas por presilhas metálicas.
Este procedimento foi tomado com o intuito de garantir maior rigidez do conjunto, evitando com que as vigotas metálicas se movimentassem.

3.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.3.1- CURVAS CARGA X DESLOCAMENTO

3.3.1.1- Estacas tipo trilho

Na figura 3.13 apresentam-se as curvas: carga x deslocamento, obtidas para as estacas tipo trilho TR-37. Na tabela 3.2 são apresentados os valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos.

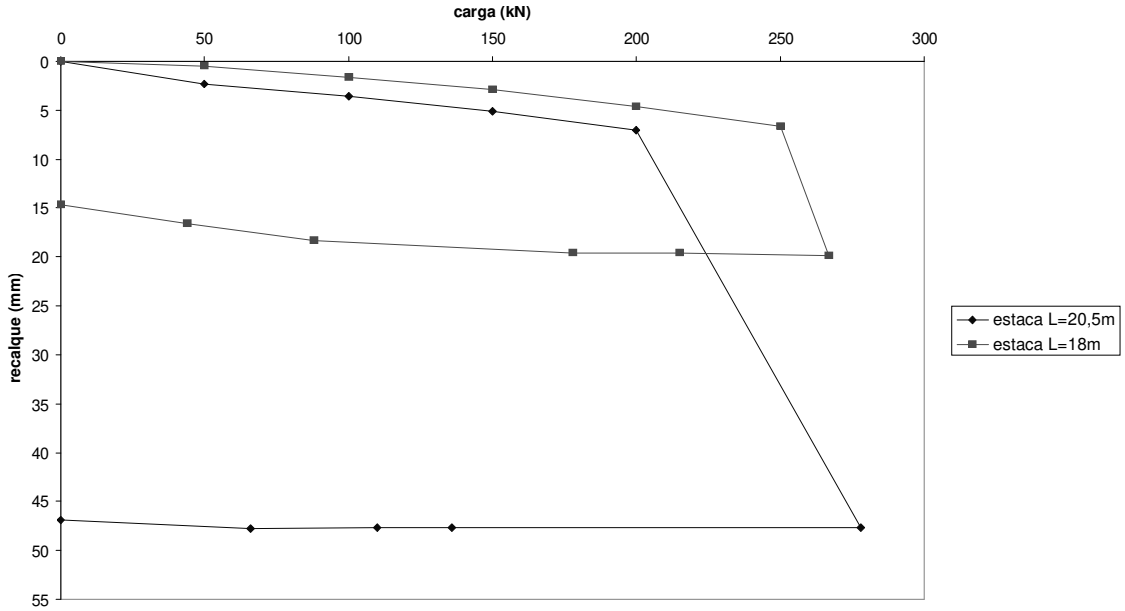


Figura 3.13. Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas tipo trilho TR-37.

Tabela 3.2. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas tipo trilho.

Estaca	Comprimento (m)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
Estaca TR1	18	267	20,0
Estaca TR2	20,5	278	47,7

Através da observação da figura 3.13 e da tabela 3.2 pode-se verificar que as estacas trilho com 18 e 20,5m de comprimento apresentaram cargas máximas iguais a 267 e 278 kN respectivamente.

3.3.1.2 – Estaca tipo perfil I

A figura 3.14 apresenta as curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas metálicas tipo perfil I. Na tabela 3.3 são apresentados os valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos.

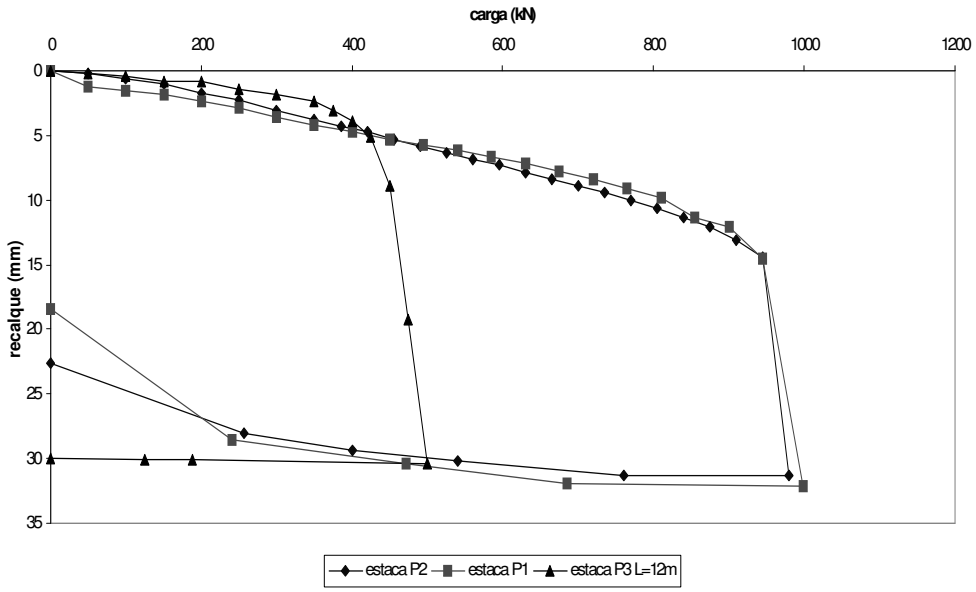


Figura 3.14. Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas metálicas perfil I.

Tabela 3.3. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para os perfis metálicos tipo I.

Estaca	Comprimento (m)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
Estaca P1	18	998	32,14
Estaca P2	18	980	31,32
Estaca P3	12	500	30,39

Através da observação da figura 3.14 e da tabela 3.3 pode-se verificar que as estacas P1 e P2, ambas de 18m de comprimento, apresentaram valores de cargas máximas atingidas bem próximas, ou seja, uma diferença de apenas 1,8%. Em relação aos deslocamentos máximos as estacas estudadas apresentaram uma diferença de 3%. Os valores de carga máxima e deslocamento médios obtidos foram de 989 kN e 31,73mm.

A estaca P3, de 12m de comprimento, apresentou valores de carga de máxima e deslocamento máximo de 500kN e 30,39mm respectivamente.

3.3.1.3 – Estacas raiz

A figura 3.15 apresenta as curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas tipo raiz. Na tabela 3.4 são apresentados os valores das cargas máximas atingidas e os deslocamentos máximos obtidos.

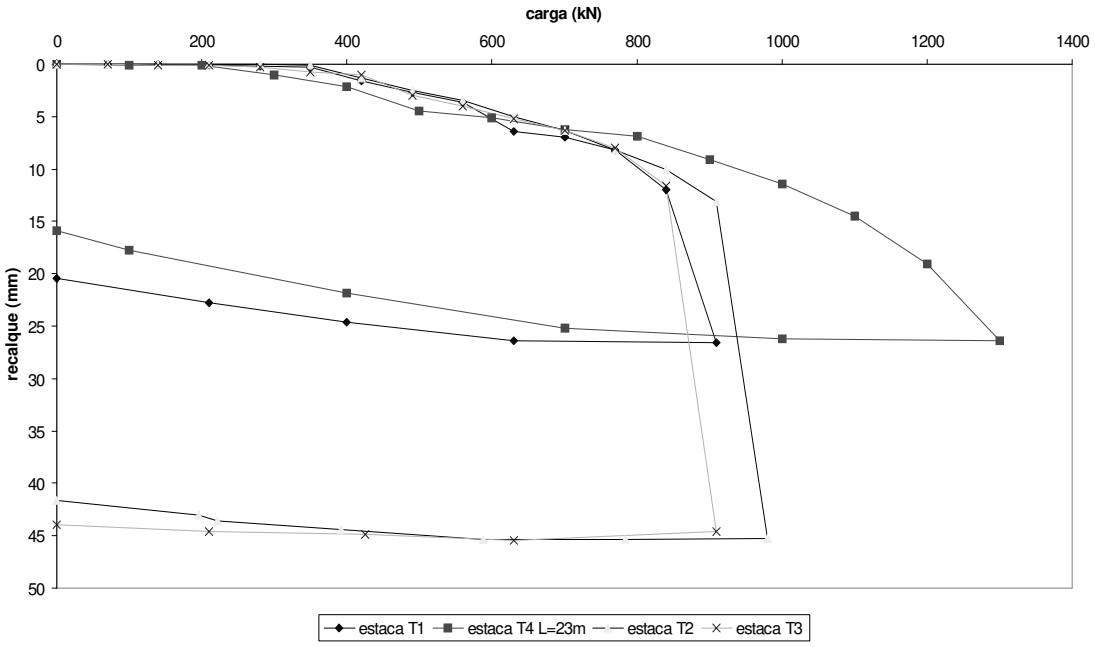


Figura 3.15. Curvas carga x deslocamento obtidas para estacas raiz.

Tabela 3.4. Valores de cargas máximas atingidas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas raiz

Estaca	Comprimento (m)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
Estaca T1	12	910	26,58
Estaca T2	12	980	45,28
Estaca T3	12	910	44,60
Estaca T4	23	1300	26,43

Por meio da figura 3.15 e da tabela 3.4 verifica-se que as estacas T1 e T3 apresentaram mesmos valores de carga máxima. A estaca T2 apresentou valor de carga máxima atingida igual a 980kN, cerca de 7,5% acima dos valores apresentados pelas

estacas T1 e T3. Os valores médios obtidos para carga e deslocamento máximos para as estacas tipo raiz de 12m de comprimento foram de 945 kN e 38,82 mm.

A estaca raiz de 23m apresentou uma carga máxima de 1300 kN e um deslocamento referente a esta de 26,43mm. Tal fato decorreu da necessidade de interrupção da prova de carga em função de limitações no sistema de reação da prova. Dessa forma foi necessário estimar a carga de máxima por meio do Método de Van der Veen (1953), o qual forneceu o valor de 1410 kN, ou seja, aproximadamente 8% acima do valor obtido pela prova de carga.

3.3.1.4 – Estacas escavadas

A figura 3.16 apresenta as curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas escavadas. Na tabela 3.5 são apresentados os valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos.

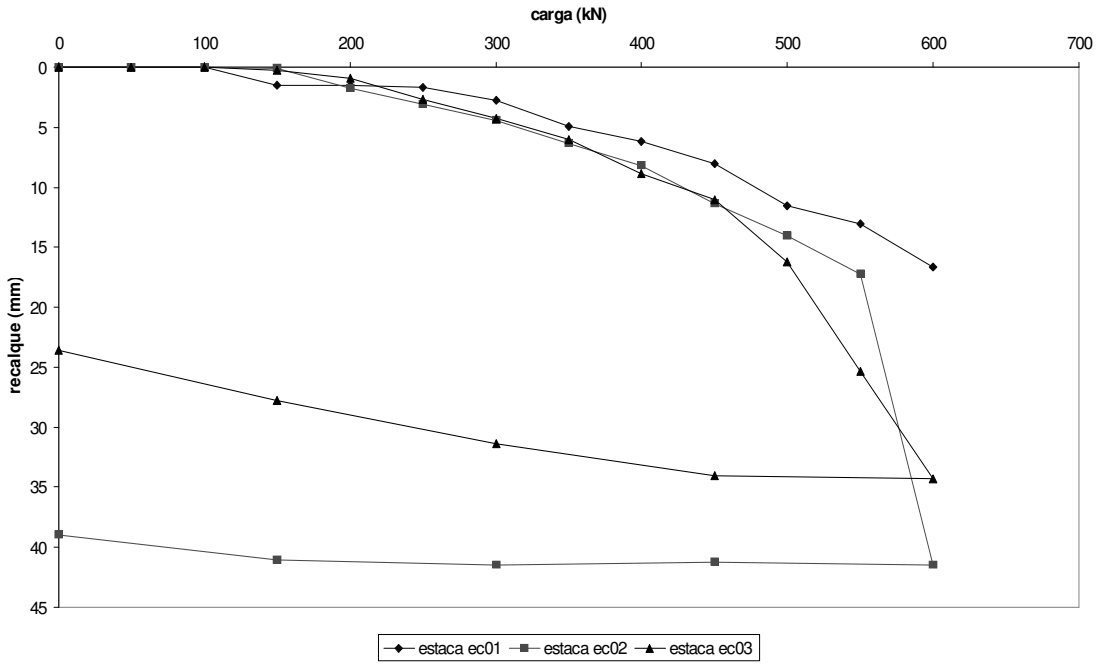


Figura 3.16. Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas escavadas.

Tabela 3.5. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas escavadas.

Estaca	Comprimento (m)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
Estaca EC01	12	600	16,62
Estaca EC02	12	600	41,48
Estaca EC03	12	600	34,20

As provas de carga executadas para as estacas escavadas foram levadas até a carga máxima de 600 kN, valor este definido pela capacidade do tirante Dywidag utilizado no sistema de reação da prova (600kN). Dessa maneira houve necessidade de se estimar as cargas de máximas para cada estaca utilizando-se o método de Van der Veen (1953). Os valores estimados foram: 700 kN e 630kN para as estacas EC01 e EC03 respectivamente. A diferença entre as cargas máximas obtidas pelas provas de carga executadas nas estacas EC01 e EC03 e as cargas de rupturas estimadas foram de 14,3% e 4,8% respectivamente.

3.3.1.5 – Estacas hélice contínua

Na figura 3.17 são apresentadas as curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas tipo hélice contínua. Na tabela 3.6 são apresentados os valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos.

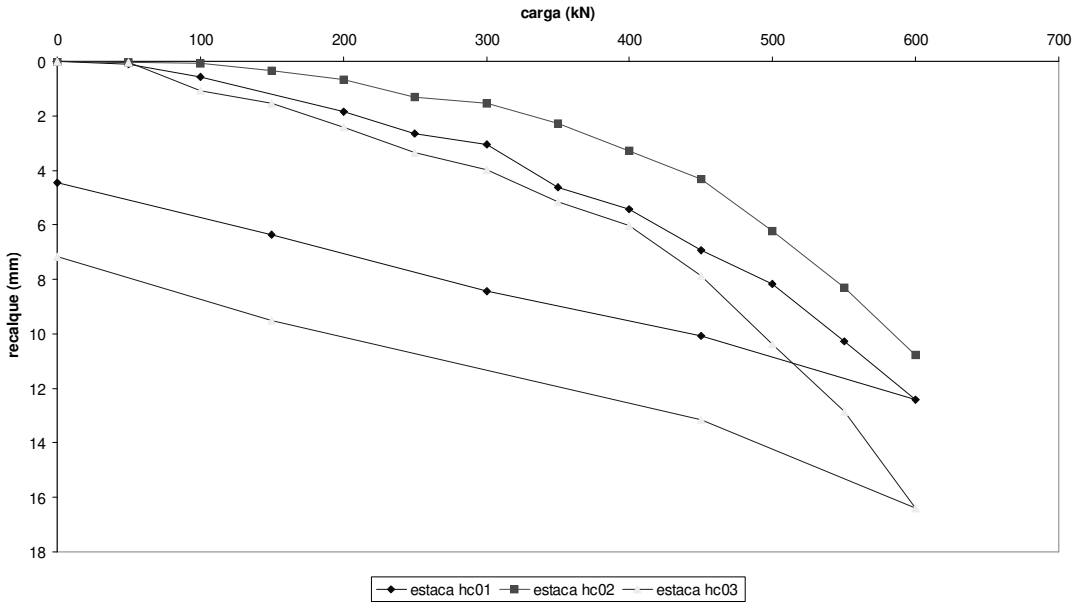


Figura 3.17. Curvas carga x deslocamento obtidas para as estacas hélice contínua.

Tabela 3.6. Valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos para as estacas hélice contínua.

Estaca	Comprimento (m)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
Estaca HC01	12	600	12,40
Estaca HC02	12	600	10,78
Estaca HC03	12	600	16,39

Da mesma maneira que o ocorrido para as estacas escavadas, a prova foi levada até a capacidade do tirante Dywidag utilizado (600kN), inserido no interior de cada estaca de reação. Dessa maneira foram estimadas as cargas máximas por meio do método de Van der Veen (1953). Os valores obtidos foram: 700kN para as estacas HC01 e HC03 e 600kN para a estaca HC02.

3.3.1.6 – Estaca ômega

A figura 3.18 apresenta a curva carga x deslocamento obtida para a estaca tipo ômega. Na tabela 3.7 são apresentados os valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos.

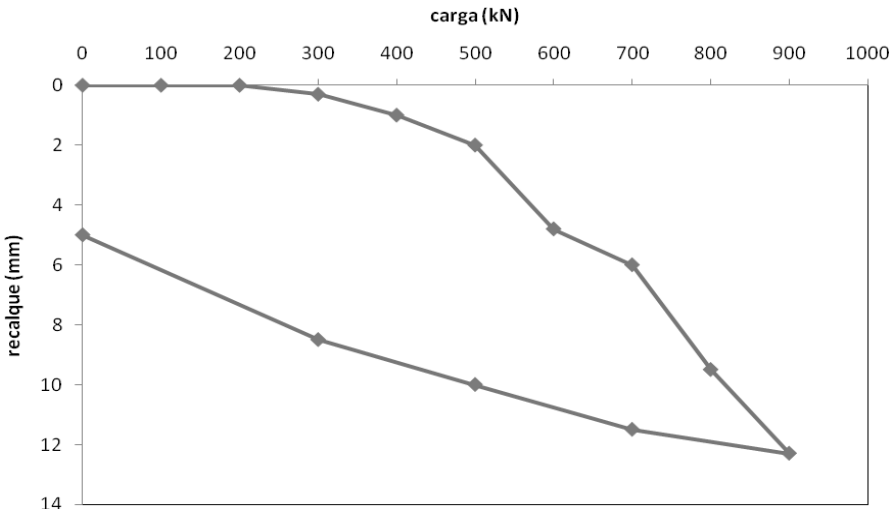


Figura 3.18. Curva carga x deslocamento obtida para estaca ômega.

Tabela 3.7. Valores de carga e deslocamento máximos obtidos para a estaca ômega.

Estaca	Comprimento (m)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
Estaca OM 01	12	900	12,3

A prova de carga realizada na estaca tipo ômega foi interrompida com carga equivalente a 900kN em função de limitações do tirante Dywidag utilizado no sistema de reação. Dessa maneira foi estimada sua carga máxima pelo método de Van der Veen (1953), equivalente a 1051 kN.

3.3.1.7 – Estaca pré-moldada

Na figura 3.19 apresenta-se a curva carga x deslocamento obtida para a estaca tipo pré-moldada de concreto, executada por Albuquerque *et al* (2000). Na tabela 3.8 são apresentados os valores de cargas e deslocamentos máximos obtidos.

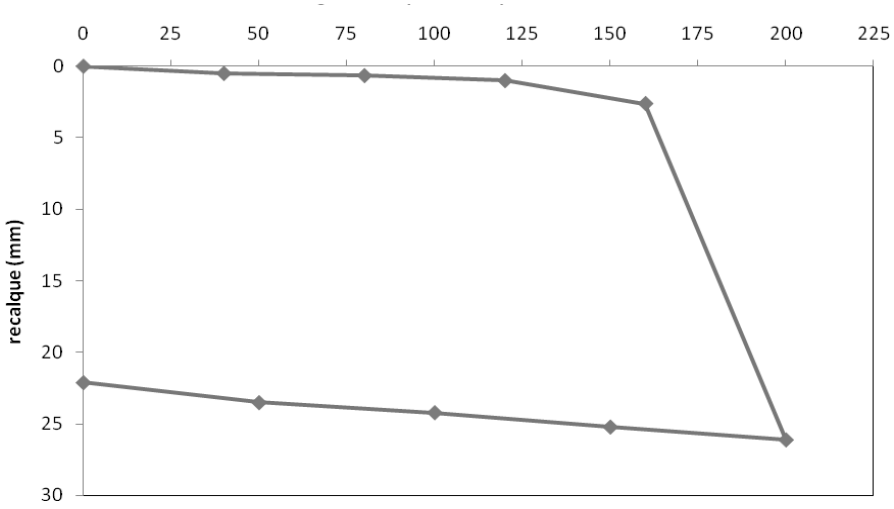


Figura 3.19. Curva carga x deslocamento obtida para estaca pré-moldada.

Tabela 3.8. Valores de carga e deslocamento máximo obtidos para a estaca pré-moldada.

Estaca	Comprimento (m)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
Estaca pré-moldada	14	200	26,1

3.3.2 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS OBTIDOS POR MEIO DAS PROVAS DE CARGA

A seguir, na tabela 3.9, são apresentados os recalques obtidos a partir das provas de carga executadas nas estacas em estudo.

Tabela 3.9. Deslocamentos verticais (ρ) obtidos nas cargas máximas (PC) e em PC/2.

TIPO DE ESTACA	L (m)	D (mm)	PC (kN)	$\rho_{máximo}$ (mm)	$\rho_{máximo}$/ diâmetro (%)	PC/2 (kN)	$\rho_{PC/2}$ (mm)	$\rho_{PC/2}$/ diâmetro (%)
RAIZ TI	12	410	910	26,6	6,5	455	2,49	0,6
RAIZ T2	12	410	980	45,3	11,0	490	2,51	0,6
RAIZ T3	12	410	910	44,6	11,0	455	2,77	0,7
RAIZ T4	23	310	1300* /1410**	26,4	8,5	705	5,80	1,9
PERFIL I P1 - w250x32,7	18	350+	998	32,2	44,0	499	5,70	1,6
PERFIL I P2- w250x32,7	18	350+	980	31,3	42,8	490	5,81	1,7
PERFIL I P3- w250x32,7	12	350+	500	30,4	41,5	250	1,40	0,4
TRILHO TR1- TR37	18	140+	267	20	25,8	134	2,55	1,8
TRILHO TR2 – TR37	20,5	140+	278	47,7	61,5	140	4,74	3,4
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	600*/ 700**	16,6#	4,2	350	4,92	1,2
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600	41,5	10,4	300	4,46	1,1
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	600*/ 630**	34,3#	8,6	315	4,80	1,2
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	600*/ 700	12,4#	3,1	350	4,62	1,1
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*/ 600**	10,8#	2,7	300	1,54	0,4
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	600*/ 700**	16,4#	4,1	350	5,14	1,3
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	900*/ 1051**	12,3#	3,96	525	3,7	1,0
ESTACA PRÉ-MOLDADA CONCRETO PT01	14	180	200	26,1	14,5	100	0,80	0,4

* Valor máximo obtido na prova de carga; **Valor estimado por meio de Van der Veen (1953); # recalque referente a carga máxima obtida pela prova de carga;+ Diâmetro equivalente em função do perímetro da estaca.

De acordo com a tabela 3.9 verifica-se que as estacas raiz de 12m de comprimento apresentaram deslocamento vertical médio para a carga PC/2 aproximadamente de 2,6mm, o que consiste em 0,63% do diâmetro destas. A estaca raiz de 23m de comprimento apresentou deslocamento referente a PC/2 equivalente a 5,80mm, o que corresponde quase 2% do diâmetro desta.

Os perfis metálicos de 18m de comprimento apresentaram valor de deslocamento vertical para a carga PC/2 equivalente a 5,75mm, ou seja, 1,65% do diâmetro equivalente destas. A estaca de 12m de comprimento apresentou deslocamento vertical na carga PC/2 de 1,40mm.

A estaca tipo trilho de 18m de comprimento apresentou um deslocamento vertical para a carga PC/2 de 2,55mm, o que equivale a 1,8% do seu diâmetro. A estaca de 20,5m

apresentou um valor de deslocamento vertical de 4,74mm, o que equivale a 3,4% do seu diâmetro.

As estacas escavadas apresentaram um deslocamento vertical médio para a carga PC/2 equivalente a 4,7mm, equivalendo a 1,17% de seu diâmetro.

As estacas tipo hélice contínua apresentaram um deslocamento vertical médio mobilizado para a carga PC/2 de 3,8mm, equivalendo a 0,95% de seu diâmetro.

Para a estaca tipo ômega o deslocamento vertical obtido para a carga PC/2 foi de 3,7mm, o que equivale a 1% do seu diâmetro.

Em relação à estaca pré-moldada de concreto, o deslocamento vertical referente à carga PC/2 foi de 0,8mm, o que equivale a 0,4%.

Observando-se a tabela 3.9 pode-se verificar que os valores de deslocamento, obtidos para as cargas PC/2, apresentam variabilidade quando considerado um mesmo tipo de estaca, por exemplo: a estaca raiz apresentou um valor máximo de 5,80mm para estaca de 23m de comprimento e um valor mínimo de 2,49 para a estaca T3 de 12m de comprimento. Os valores de deslocamento vertical também apresentaram variabilidade em relação ao tipo de estaca considerado.

Observa-se também o valor máximo de $\rho_{PC/2}/_{diâmetro}$ equivalente a 1,9% (desconsiderando-se a estaca trilho de 20,5m de comprimento), o que pode ser uma orientação do máximo que se pode esperar para a realização de futuros estudos neste subsolo.

3.3.3 – RESISTÊNCIAS LATERAIS UNITÁRIAS MÉDIAS OBTIDAS (rl)

Conhecidas as cargas máximas atingidas para cada estaca e suas áreas laterais foi possível a estimativa de suas respectivas resistências laterais unitárias médias (rl), admitindo-se ruptura na ligação estaca/solo. Na tabela 3.10 são apresentados os valores de rl obtidos. A figura 3.20 apresenta a comparação entre os valores obtidos para cada tipo de estaca.

Tabela 3.10. Valores de rl calculados para cada estaca.

TIPO DE ESTACA	L (m)	D (mm)	PC (kN)	SL (m^2)	rl (KPa)	rl médio para cada tipo de estaca (KPa)
RAIZ TI	12	410	910	15,48	59,0	60,4
RAIZ T2	12	410	980	15,48	63,3	60,4
RAIZ T3	12	410	910	15,48	59,0	60,4
RAIZ T4	23	310	1410*	22,31	63,2	63,2
PERFIL I P1 - w250x32,7	18	350	998	19,62	51,0	50,5
PERFIL I P2- w250x32,7	18	350	980	19,62	50,0	50,5
PERFIL I P3- w250x32,7	12	350	500	13,08	38,2	38,2
TRILHO TR1- TR37	18	140	267	7,92	33,7	33,7
TRILHO TR2 – TR37	20,5	140	278	9,02	30,8	30,8
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	15,07	46,4	43,0
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600	15,07	40,0	43,0
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	15,07	42,0	43,0
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	15,07	46,4	44,3
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	15,07	40,0	44,3
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	15,07	46,4	44,3
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	13,92	75,5	75,5
ESTACA PRÉ-MOLDADA PT01	14	180	200	7,92	25,25	25,25

* Estimado por Van der Veen (1953).

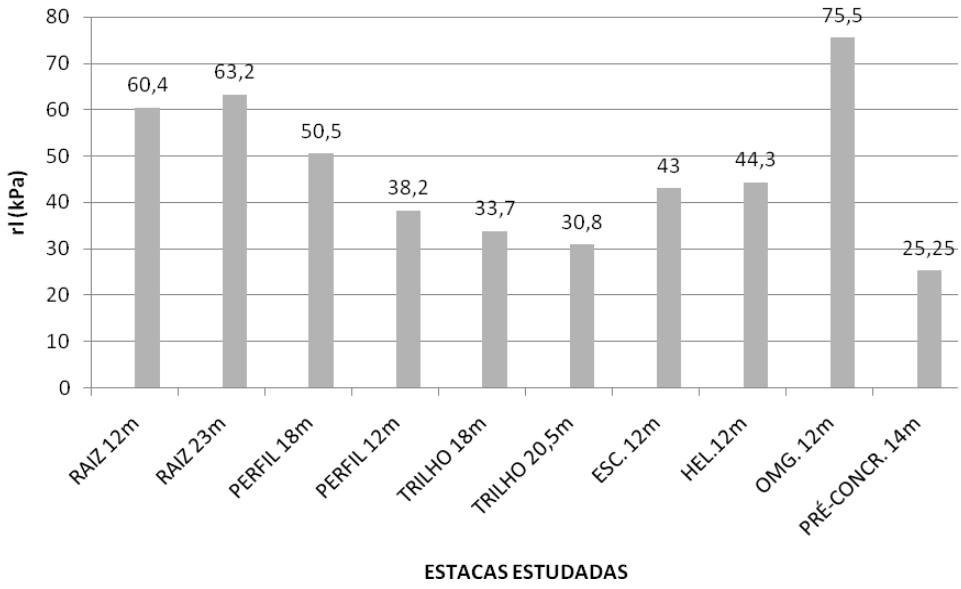


Figura 3.20. Comparação entre os valores de *rl* médios calculados para cada tipo de estaca.

De acordo com a figura 3.20 percebe-se que a estaca tipo ômega foi a que apresentou maior valor de *rl* em relação às estacas estudadas.

As estacas hélice contínua e escavada apresentaram praticamente o mesmo comportamento em relação à mobilização da resistência lateral unitária. A diferença de rl apresentada entre ambas às estacas foi de apenas 3%.

A estaca raiz apresentou, após a estaca ômega, o maior valor de resistência lateral unitária dentre as estacas de 12m, enquanto que a estaca pré-moldada apresentou o menor valor dentre todas.

Os menores valores de *rl* foram para as estacas tipo trilho e pré-moldada de concreto, ou seja, estacas de pequena seção transversal e mais susceptíveis aos efeitos negativos do drapejamento (descolamento entre o fuste e o solo em função da vibração induzida pela cravação).

Considerando-se o tipo de material e forma de instalação o *rl* dos perfis metálicos tipo I e trilho, provavelmente deveriam estar mais próximos, o que não ocorreu. O perfil metálico de 18m de comprimento apresentou valor de rl 1,5 vezes superior ao valor de rl obtido pelo trilho de 18m.

Pelo tipo de material, provavelmente o *rl* da estaca de pré-moldada deveria estar mais próximo ou ser superior ao da estaca escavada, provavelmente não ocorrendo isto pelo efeito negativo do drapejamento da estaca pré-moldada.

3.3.3.1 Comparação entre resistências laterais unitárias na tração e na compressão

É apresentada na tabela 3.11 uma comparação entre os valores de rl obtidos por meio desta pesquisa e os valores de atrito lateral médio de algumas estacas semelhantes próximas (executadas em mesma época) submetidas à esforços de compressão executadas por Nogueira (2004), Albuquerque (2001) e Albuquerque *et al* (2000) no mesmo campo experimental. Deve-se salientar que as provas de carga citadas possuíram mesmos critérios de ruptura que as estacas estudadas nesta pesquisa, ou seja, considerou-se como carga máxima de cada estaca àquela em que não havia mais estabilização dos deslocamentos verticais.

Tabela 3.11. Comparação entre valores de rl de estacas comprimidas e tracionadas.

TIPO DE ESTACA	Área lateral (m^2)	$rl_{compressão}$ (KPa)	$rl_{tração}$ (KPa)	$rl_{tração}/rl_{compressão}$	$rl_{tração}/rl_{compressão}$ médio para cada tipo de estaca
RAIZ T1	15,45	62,2* [(1)]	59	0,95	0,97
RAIZ T2	15,45	62,2*[(1)]	63	1,02	0,97
RAIZ T3	15,45	62,2*[(1)]	59	0,95	0,97
RAIZ T4	22,40	81*[(1)]	63,2	0,77	0,77
ESTACA ESCAVADA EC01	15,08	41*[(2)]	46,4	1,13	1,04
ESTACA ESCAVADA EC02	15,08	41*[(2)]	40,0	0,98	1,04
ESTACA ESCAVADA EC03	15,08	41*[(2)]	42,0	1,02	1,04
ESTACA HÉLICE HC01	15,08	57,2*[(2)]	46,4	0,81	0,77
ESTACA HÉLICE HC02	15,08	57,2*[(2)]	40,0	0,70	0,77
ESTACA HÉLICE HC03	15,08	57,2*[(2)]	46,4	0,81	0,77
ESTACA OMEGA OM 01	13,94	86,1*[(2)]	75,5	0,88	0,88
ESTACA PRÉ CONCRETO	7,91	27,8 [(3)]	25,25	0,91	0,91

***** Valores médios de estacas comprimidas; [(1)] Nogueira (2004); [(2)] Albuquerque (2001); [(3)] Albuquerque *et al* (2001).

De acordo com a tabela 3.11 pode-se verificar que para as estacas tipo raiz de 12m de comprimento a resistência lateral unitária média à tração corresponde a 97% da resistência lateral de uma estaca semelhante comprimida. Para a estaca raiz de 23m de comprimento esta proporção ficou na ordem de 77%.

A estaca pré-moldada apresentou resistência lateral à tração como correspondente a 91% da resistência lateral a compressão.

Para as estacas escavadas, a resistência lateral unitária média à tração (determinada a partir de carga de ruptura estimada por Van der Veen) é 4% superior que a resistência lateral desta estaca comprimida.

As estacas hélice contínuas apresentaram valor de resistência lateral média à tração (determinada a partir de carga de ruptura estimada por Van der Veen) correspondente a 77% da resistência lateral de uma estaca semelhante comprimida. A proporção da estaca ômega ficou em 88%.

Na média, a resistência lateral à tração (obtida a partir dos valores de rl médios determinados para cada tipo de estaca) correspondeu a 91% da resistência a compressão unitária, com um valor mínimo de 0,77 para as estacas Hélice Contínua e máximo de 1,04 para as estacas escavadas (sd=0,12 e coeficiente de variação=13%).

Dessa maneira, observa-se que a utilização do rl à tração como uma porcentagem do rl à compressão, utilizada na prática, pode ser válida, não se podendo, no entanto estabelecer um valor fixo para esta porcentagem.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE RECALQUES

Foram utilizados métodos para estimativa de recalques para as cargas de trabalho (PC/2) obtidas, para cada estaca estudada, por meio das provas de carga executadas. Os recalques estimados foram confrontados com os valores determinados pelas provas de carga. Foram utilizados os seguintes métodos: Vesic (1969, 1975a) e Poulos & Davis (1980) *apud* Garcia (2005).

4.1 IMPORTÂNCIA DA OBSERVAÇÃO DOS RECALQUES

De acordo com Carneiro (1999) pode parecer natural acreditar que a previsão de recalques tenha se tornado uma ciência exata, em virtude do progresso atingido nos últimos anos e pela disponibilidade dos métodos de análise por meio de elementos finitos. Isto, porém não é verdade e os autores apresentam a seguinte citação de Terzaghi (1936):

"*Aqueles que esperam da Mecânica dos Solos um conjunto de regras simples e de fácil aplicação para o cálculo de recalques, ficarão profundamente desiludidos. Isto seria o mesmo que pretender uma regra simples para traçar um perfil geológico a partir de uma única sondagem. A natureza do problema não admite a possibilidade de se aplicarem regras. Se um engenheiro quiser aproveitar o desenvolvimento das técnicas mais recentes sobre o problema, ele terá que estudar, antes de qualquer coisa, os critérios para garantir registros de recalques que sejam confiáveis e aí então, começa a observar as construções do seu bairro para tirar suas conclusões. Somente após ter feito isto durante certo período, ele poderá perceber o valor das informações que podem ser proporcionadas pela Mecânica dos Solos*".

De acordo com Albuquerque *et al*. (2001) *apud* Nogueira (2004), a estimativa do recalque do topo de uma estaca é muito importante para qualquer projeto de fundações, pois a carga de trabalho deverá ser função dos recalques que a estrutura pode tolerar.

A correta estimativa dos recalques é de fundamental importância para a adequada previsão do comportamento das fundações de uma maneira geral, sendo que cada edificação, em função do seu grau de responsabilidade, deverá impor ao projetista um limite máximo de recalque.

Devido à construção de estruturas maiores e de acabamentos mais exigentes, prevalece sempre no dimensionamento de fundações a condicionante dos recalques admissíveis, em comparação com critérios de segurança perante a ruptura.

Carneiro (1999) faz uma referência ao assunto citando que os valores dos recalques das estacas escavadas em areia, correspondem a cerca de quatro vezes àqueles correspondentes a estacas cravadas. Para caso de argilas, estes valores (das estacas escavadas) chegam a ser duas vezes maiores que das estacas cravadas de mesmas dimensões. O autor também cita que prevalecem os métodos baseados na teoria da elasticidade para estimar recalques nas fundações.

O desempenho de uma obra de engenharia civil ao longo de sua vida útil, especialmente de sua fundação, dependerá do grau de alteração do maciço do solo durante a fase de execução desta última. O comportamento da fundação sob ação da carga de trabalho pode ser analisado por meio da curva carga-tempo-recalque dos apoios da obra.

A norma brasileira NBR 6122-96 cita que em obras de fundações onde as cargas mais importantes forem verticais, a verificação e medição dos recalques constituem recursos fundamentais para a observação do comportamento da obra. A NBR 6122-96 ainda comenta que tal medida tem como principal objetivo possibilitar a comparação de valores medidos com aqueles estimados, visando, dessa maneira, o refinamento dos métodos utilizados na previsão dos recalques.

Alonso (1991), *apud* Albuquerque (1996) comenta que apesar de sua importância, a observação e o controle dos recalques têm sido negligenciados pelo meio técnico.

De acordo com Albuquerque (1996), em uma fundação, mesmo garantindo-se a segurança em relação à ruptura, não existe a certeza de que a mesma apresentará um bom desempenho, pois existe a necessidade de se verificar se o recalque satisfaz as condições de trabalho.

As propostas existentes para a previsão dos recalques de fundações de edificações correspondem as somatórias das seguintes parcelas: a) recalques imediatos; b) recalques diferidos ou de adensamento primário; c) recalques secundários. Vargas (1978).

De acordo com Garcia (2005) algumas metodologias desenvolveram diversas formulações, algumas com elevado grau de complexibilidade, dificultando a aplicação de alguns métodos para a finalidade desejada. Muitas vezes, as considerações adotadas para a interpretação dos recalques de fundações são intrínsecas ao princípio que rege o método empregado. Alguns modelos baseiam-se na Teoria da Elasticidade, principalmente nas equações de Mindlin.

Há trabalhos empíricos que foram desenvolvidos ao longo dos anos que relacionam a intensidade do recalque ao tipo de solo, à intensidade da carga (em relação à carga última Q_u) e a análise do ponto de vista de cada autor, como mostra a tabela 4.1.

Tabela 4.1. Pontos notáveis da curva carga vs recalque de estacas de deslocamento

Tipo de solo	Nível de carga	Recalque	Autor
Argila	85% de Q_u	$2{,}4 \cdot \delta_{50}$	Torstensson (1973) *
Argila	100% de Q_u	$4{,}0 \cdot \delta_{50}$	Torstensson (1973) *
Areia	75% de Q_u	$2{,}0 \cdot \delta_{50}$	Sellgren (1985) *
Areia	85% de Q_u	$2{,}5 \cdot \delta_{50}$	De Beer (1988)
Areia	100% de Q_u	$5{,}0 \cdot \delta_{50}$	Sellgren (1985) *

* apud Garcia (2005).

Penna (1985) sugere a aplicação da Teoria da Elasticidade na análise de recalque de estacas. Na maioria dos trabalhos, a estaca é dividida em segmentos uniformemente carregados e a solução é obtida por meio da imposição de compatibilidade de deslocamento entre os elementos da estaca e do solo adjacente. Os deslocamentos dos elementos da estaca são determinados por meio do cálculo dos encurtamentos elásticos, resultantes dos carregamentos axiais compressivos. Os deslocamentos dos solos adjacentes são, em geral, obtidos pela aplicação da equação de Mindlin. A principal diferença entre os diversos métodos se encontra na forma de conceituação da distribuição da resistência lateral ao longo da estaca.

Para a utilização das teorias baseadas na equação de Mindlin, o meio deverá ser homogêneo e isotrópico. Sabe-se que na realidade o módulo de elasticidade dos solos varia de acordo com a profundidade, ocasionando certa imprecisão em sua determinação, havendo, além disso, o problema de instalação da estaca. Albuquerque (1996).

Segundo Carneiro (1999), os métodos semi-empíricos foram desenvolvidos inicialmente para prever recalques em areias devido à dificuldade em se amostrar e ensaiar estes materiais em laboratório de maneira representativa das condições de campo. Dessa forma, as correlações permitiriam a estimativa das propriedades de deformação por meio de ensaios outros que não são aqueles que visam observar o comportamento tensão versus deformação dos solos.

De acordo com o autor, as correlações podem ser estabelecidas entre resultados de ensaios de penetração e:

- propriedades de deformação obtidas em ensaios (tipo tensão x deformação) executados em amostras retiradas próximas;

- propriedades de deformação obtidas por meio de retro análises de medições de recalques de fundações.

4.2 MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE RECALQUES

4.2.1 Método de Vesic (1969, 1975a)

Este consiste em um método semi-empírico baseado na forma de distribuição do atrito lateral e do tipo de estaca em estudo. O recalque de uma estaca é obtido por meio do somatório de três parcelas:

S_e=recalque devido ao encurtamento elástico da estaca;
S_p=recalque do solo devido à carga de ponta da estaca;
S_f=recalque do solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste.

Dessa maneira pode-se escrever:

$$S = Se + Sp + Sf \quad (4.1)$$

O recalque por encurtamento elástico da estaca Se pode ser obtido em função da distribuição do atrito lateral e do valor da carga de ponta, por meio da equação 4.2 seguinte:

$$Se = (Qp + \alpha ss * Qlat)\frac{L}{A * Ec} \quad (4.2)$$

Onde:

Qp= carga na ponta no estágio de carregamento (kN);
Qlat= carga lateral no estágio de carregamento (kN);
A= área de seção transversal da estaca (m^2);
E_c= módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)*;

α_{ss}= fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste;

L= comprimento da estaca (m).

* Foi utilizado o módulo de elasticidade à tração das estacas estudadas.

Na figura 4.1 podem-se verificar as várias maneiras de distribuição do atrito e os respectivos valores de α_{ss}.

A parcela de recalque devido à carga transmitida na ponta pode ser obtida de acordo com a equação 4.3 a seguir:

$$Sp = \frac{Cp * Qp}{\emptyset * qp} \quad (4.3)$$

Para a parcela de recalque devida à carga transmitida ao longo do fuste tem-se:

$$Sf = \frac{Cs * Qlat}{L * ql} \quad (4.4)$$

Nestas expressões, Cp e Cs são coeficientes que dependem do tipo de estaca e tipo de solo. Na tabela 4.2 são apresentados os valores de Cp.

Tabela 4.2. Valores de Cp.

Tipo de solo	Estaca cravada	Estaca escavada
Areia (densa a fofa)	0,02 a 0,04	0,09 a 0,18
Argila (rija a mole)	0,02 a 0,04	0,04 a 0,08
Silte (denso a fofo)	0,03 a 0,05	0,09 a 0,12

O valor de Cs pode ser obtido por meio da equação seguinte:

$$Cs = \left(0{,}93 + 0{,}16\sqrt{\frac{L}{\emptyset}}\right)Cp \quad (4.5)$$

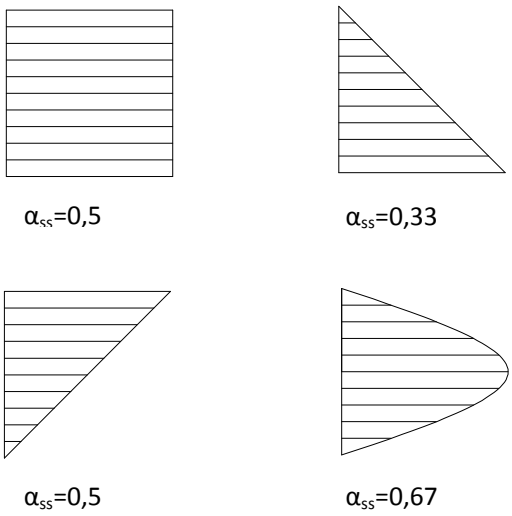


Figura 4.1. Distribuição de atrito

De acordo com Albuquerque (2001) o emprego deste método é simples, pois não há a necessidade do conhecimento de parâmetros do solo de difícil obtenção, como por exemplo, o módulo de elasticidade do solo. É importante ressaltar, que o autor leva em consideração no método o tipo de estaca empregada.

4.2.1.1 Resultados obtidos e discussões

Para a estimativa dos recalques por meio do método de Vesic (1969, 1975a) foram desconsideradas as parcelas referentes ao encurtamento elástico da estaca e a parcela de recalque devido à carga transmitida na ponta. Os valores adotados de Cp para a execução do método foram 0,02 para as estacas de deslocamento e 0,04 para as estacas moldadas "in loco". Estes valores estão de acordo com as recomendações sugeridas pelo autor conforme tabela 4.2 apresentada.

Foram previstos os recalques referentes às cargas PC/2, determinadas pelos ensaios. Para as estacas cuja prova de carga foi interrompida precocemente os recalques foram previstos utilizando-se nos cálculos de PC/2 as cargas máximas obtidas pelas provas de carga e as cargas máximas estimadas pelo método de Van der Veen (1953).

Na tabela 4.3 são apresentados os valores de recalque (S=Sf) para as cargas PC/2 previstos por meio do método em questão.

Tabela 4.3. Valores de recalques estimados para as cargas PC/2, para cada estaca estudada, por meio do método de Vesic (1969, 1975a).

TIPO DE ESTACA	L (m)	PC (kN)	PC**/2 (kN)	$\rho_{PC/2}$ (mm)	Sf (mm)	Sf/ $\rho_{PC/2}$	Sf/$\rho_{PC/2}$ médio	SD	Cv (%)
RAIZ TI	12	910	455	2,77	92,47	33,4	35,8	1,68	4,7
RAIZ T2	12	980	490	2,51	92,47	36,8			
RAIZ T3	12	910	455	2,49	92,47	37,1			
RAIZ T4	23	1300* /1410**	650*/ 705**	5,7*/ 6,0**	89,56	15,7*/ 14,9**	15,7*/ 14,9**	---	---
PERFIL I P1 - w250x32,7	18	998	499	5,70	45,29	7,9	7,85	0,05	0,6
PERFIL I P2- w250x32,7	18	980	490	5,81	45,29	7,8			
PERFIL I P3- w250x32,7	12	500	250	1,40	40,70	29,1	29,1	---	---
TRILHO TR1- TR37	18	267	134	2,55	24,15	9,5	9,5	---	---
TRILHO TR2 – TR37	20,5	278	140	4,74	25,22	5,3	5,3	---	---
ESTACA ESCAVADA EC01	12	600*/ 700**	300*/ 350**	2,8*/ 4,92**	90,74	32,4*/ 18,4**	24,7*/ 19,2**	5,46*/ 0,79**	22*/ 4,1**
ESTACA ESCAVADA EC02	12	600	300	4,46	90,74	20,3			
ESTACA ESCAVADA EC03	12	600*/ 630**	300*/ 315**	4,24*/ 4,80**	90,74	21,4*/ 19**			
ESTACA HÉLICE HC01	12	600*/ 700	300*/ 350**	3,0*/ 4,62**	90,74	30*/ 20**	37,5*/ 32,23**	15,7*/ 19**	42*/ 59**
ESTACA HÉLICE HC02	12	600*/ 600**	300	1,54	90,74	59			
ESTACA HÉLICE HC03	12	600*/ 700**	300*/ 350**	4,0*/ 5,14**	90,74	22,7*/ 17,7**			
ESTACA OMEGA OM 01	12	900*/ 1051**	450*/ 525**	1,8*/ 3,7**	85,43	45,5*/ 23,1**	45,5*/ 23,1**	---	---
ESTACA PRÉ-MOLDADA CONCRETO PT01	14	200	100	0,80	26,50	33,1	33,1	---	---

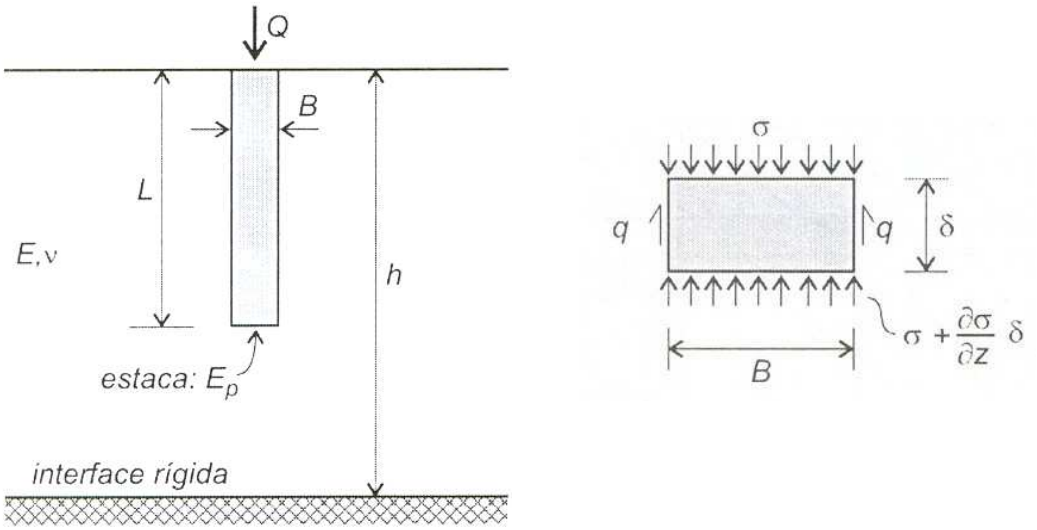
* Valor de carga máxima obtido na prova de carga; **Valor de carga máxima estimado por meio de Van der Veen (1953).sd=desvio padrão, cv=coeficiente de variação.

Observando-se a tabela 4.3 verifica-se que o método de Vesic previu recalques, para qualquer estaca estudada, superiores aos observados pelas provas de carga.

4.2.2 Método de Poulos & Davis (1980)

Os autores fazem uso da teoria da elasticidade linear para analisar o comportamento individual de uma estaca cilíndrica, incompressível e flutuante, sob carregamento axial, em solo elástico ideal de duas fases. Através de processo numérico que emprega a solução de Mindlin (1936) calcula-se a ação da estaca sobre o solo, conforme o sistema da figura 4.2.

Segundo Poulos & Davis (1980), para estacas em areias ou em solos não saturados, pode-se considerar que o recalque final (excluindo a possibilidade de movimentos de *creep*) ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento, portanto ocorre sob condições drenadas.



(a) (b)

Figura 4.2.(a) esquema analisado; (b) elemento da estaca.

Considerando a estaca com material incompressível e imersa em solo de camada finita com coeficiente de Poisson ν = 0.5, tem-se que:

$$w = \frac{Q \cdot I_0}{B \cdot E_s} \tag{4.6}$$

Onde:

w = recalque;

Q = carga aplicada à estaca;

B = diâmetro da estaca;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

I_0 = fator de influência para deformações.

O fator I_0 é função de B_b / B, onde B_b é o diâmetro da base da estaca.

Para obtenção de I_0 os autores propõem a utilização de ábacos como, por exemplo, o apresentado na Figura 4.3a.

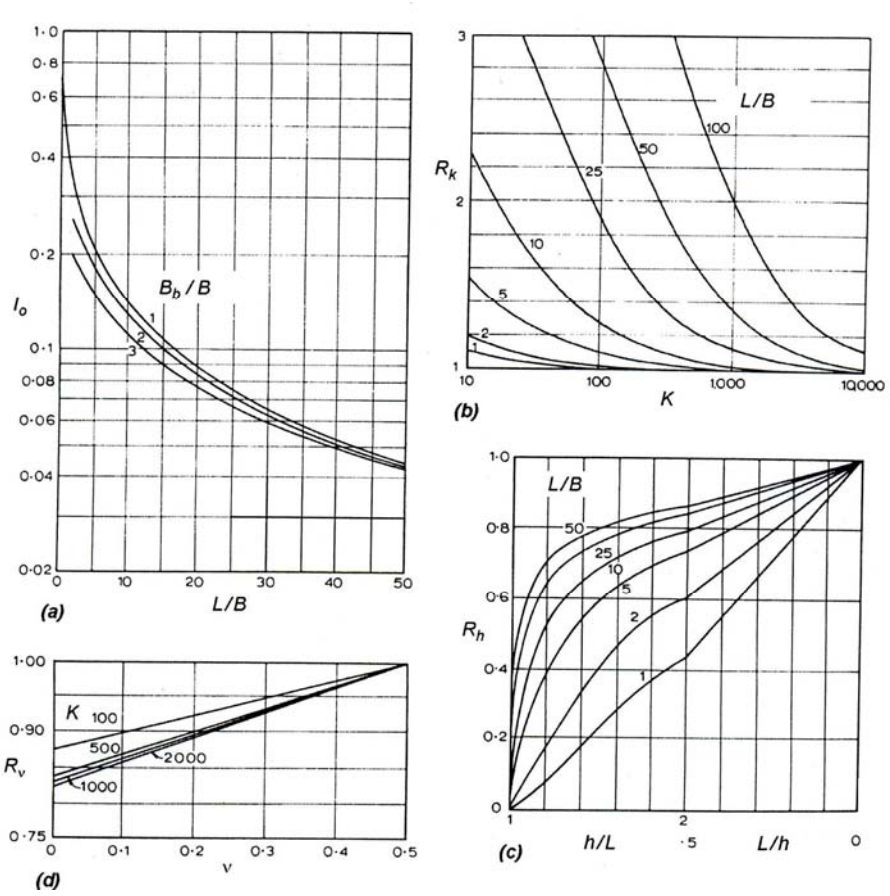


Figura 4.3. Parâmetros para cálculo do recalque de estaca compressível: (a) fator de deslocamento I_0 - camada finita (ν=0,5), (b) influência da compressibilidade da estaca, (c) camada de espessura finita do solo compressível, (d) coeficiente de Poisson do solo (Poulos & Davis, 1974), *apud* Garcia 2006.

Durante a realização de novos trabalhos os autores propuseram solução para o caso de estaca feita com material compressível, imersa em solo de espessura finita, com material de ponta resistente, através da equação 4.7:

$$w = \frac{Q \cdot I}{B \cdot E_s} \tag{4.7}$$

sendo que:

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \cdot R_b \tag{4.8}$$

Onde tem-se os seguintes fatores de correção:

R_k = para compressibilidade da estaca;

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

R_v = para o coeficiente de Poisson do solo;

R_b = para a base ou ponta quando estiver em solo mais rígido.

Por meio da observação das figuras 4.3 e 4.4 podem-se estimar os valores de R_k, R_h, R_v e R_b, e conseqüentemente estimar o valor de I.

As condições de recalque são de fundamental importância para a previsão adequada do comportamento das fundações por estacas, pois se deve garantir que os recalques, principalmente os diferenciais, não prejudiquem o bom desempenho da estrutura.

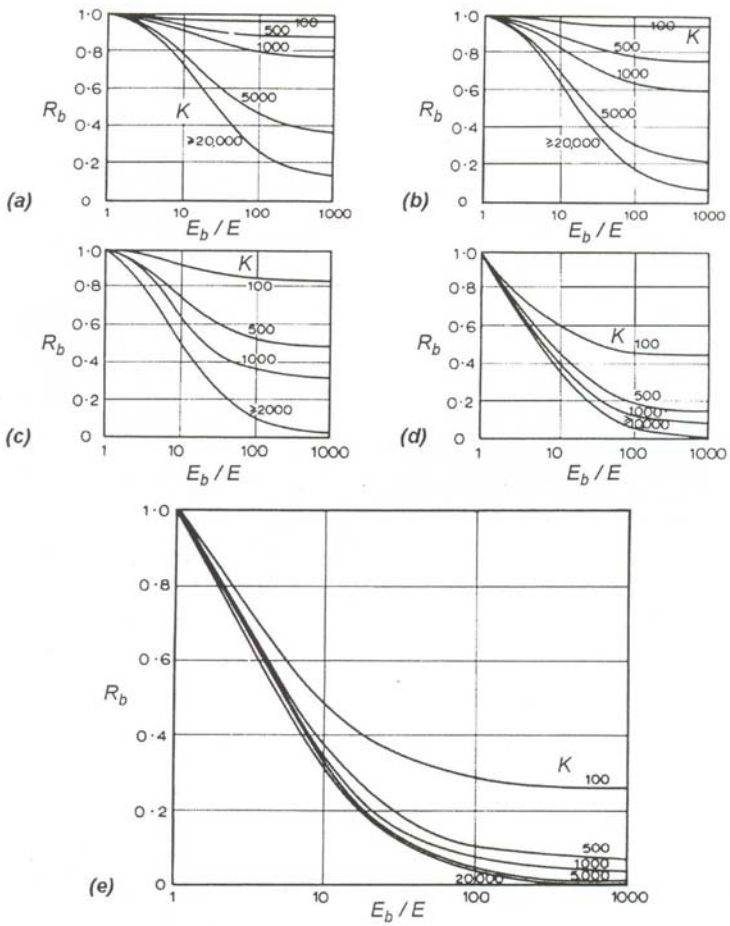


Figura 4.4. Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo: (a) condição L/B = 75, (b) condição L/B = 50, (c) condição L/B = 25, (d) condição L/B = 10 e (e) condição L/B = 5 (Poulos & Davis, 1974) *apud* Garcia (2005).

4.2.2.1 Resultados obtidos e discussões

Para a estimativa dos recalques por meio do método de Poulos & Davis (1980) considerou-se o valor do coeficiente de Poisson do solo do campo experimental como 0,5. Deve-se ressaltar que Albuquerque (2001) relatou valor do coeficiente de Poisson igual 0,4.

Foram previstos os recalques utilizando-se as cargas referentes a PC/2, utilizando-se a carga máxima obtida pelas provas de carga de cada estaca estudada. Para as estacas cuja prova de carga foi interrompida precocemente os recalques foram previstos utilizando-se nos cálculos de PC/2 as cargas máximas obtidas pelas provas de carga e as cargas máximas estimadas pelo método de Van der Veen (1953).

Na tabela 4.4 são apresentados os valores de recalque (w) para as cargas PC/2 previstos por meio do método em questão.

Tabela 4.4. Valores de recalques estimados para as cargas PC/2, para cada estaca estudada, por meio do método de Poulos & Davis (1980).

TIPO DE ESTACA	L (m)	PC (kN)	PC**/2 (kN)	$\rho_{PC/2}$ (mm)	W (mm)	W/ $\rho_{PC/2}$	W/ $\rho_{PC/2}$ Médio.	SD	Cv (%)
RAIZ TI	12	910	455	2,77	5,52	2,8	2,60	0,14	5,4
RAIZ T2	12	980	490	2,51	5,95	2,5			
RAIZ T3	12	910	455	2,49	5,52	2,5			
RAIZ T4	23	1300* /1410**	650*/ 705**	5,7*/ 6,0**	7,22*/ 7,84**	1,27*/ 1,30**	1,27*/ 1,30**	---	---
PERFIL I P1 - w250x32,7	18	998	499	5,70	4,91	5,7	5,75	0,05	0,9
PERFIL I P2- w250x32,7	18	980	490	5,81	4,82	5,8			
PERFIL I P3- w250x32,7	12	500	250	1,40	3,56	1,4	1,4	---	---
TRILHO TR1- TR37	18	267	134	2,55	3,29	2,6	2,6	---	---
TRILHO TR2 – TR37	20,5	278	140	4,74	3,42	4,7	4,7	---	---
ESTACA ESCAVADA EC01	12	600*/ 700**	300*/ 350**	2,8*/ 4,92**	3,73*/ 4,35**	1,33*/ 0,9**	1,02*/ 0,85**	0,22*/ 0,03**	21,6*/ 3,5**
ESTACA ESCAVADA EC02	12	600	300	4,46	3,73	0,84			
ESTACA ESCAVADA EC03	12	600*/ 630**	300*/ 315**	4,24*/ 4,80**	3,73*/ 3,92**	0,88*/ 0,82**			
ESTACA HÉLICE HC01	12	600*/ 700	300*/ 350**	3,0*/ 4,62**	3,73*/ 4,35**	1,24*/ 0,94**	1,53*/ 1,40**	0,64*/ 0,72**	41,8*/ 51,4**
ESTACA HÉLICE HC02	12	600*/ 600**	300	1,54	3,73	2,42			
ESTACA HÉLICE HC03	12	600*/ 700**	300*/ 350**	4,0*/ 5,14**	3,73*/ 4,35**	0,94*/ 0,85**			
ESTACA OMEGA OM 01	12	900*/ 1051**	450*/ 525**	1,8*/ 3,7**	6,05*/ 7,07	3,4*/ 1,92**	3,4*/ 1,92**	---	---
ESTACA PRÉ-MOLDADA CONCRETO PT01	14	200	100	0,80	1,91	2,4	2,4	---	---

* Valor de carga máxima obtido na prova de carga; **Valor de carga máxima estimado por meio de Van der Veen (1953).

De acordo com a tabela 4.4 para as estacas tipo raiz de 12m de comprimento o método estimou valores de recalque para as cargas PC/2 superiores aos obtidos pelas provas de carga. O valor médio de $W/\rho_{PC/2}$ previsto pelo método foi de 2,60, sd=0,14, cv=5,4% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalentes a +0,20 e -0,10.

Para as estacas tipo perfil metálico de 18m de comprimento o método previu valor médio de $W/\rho_{PC/2}$ igual a 5,75, sd=0,05, cv=0,8% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalentes a +0,05 e -0,05. Para a estaca tipo perfil metálico o método também previu valor de recalque referente à carga PC/2 superior ao obtido pela prova de carga.

Observando-se as estacas tipo trilho TR37, o método estimou para ambas as estacas magnitudes de recalque referentes às cargas PC/2 superiores aos observados nas provas de carga. O mesmo também ocorreu para a estaca pré-moldada

Para as estacas tipo hélice contínua, ômega e raiz de 23m, o método previu para as duas condições estudadas (considerando PC/2 referente à carga máxima obtida pela prova de carga e estimada por meio do método de Van der Veen) valores de recalques superiores aos observados pelas provas de carga.

As estacas escavadas apresentaram valor de $W/\rho_{PC/2}$ próximos da unidade tanto se considerando a carga máxima prevista pelo método de Van der Veen (1953) como a carga máxima observada pelas provas de carga.

De uma maneira geral o método previu valores de recalques superiores aos determinados por meio das provas de carga executadas.

CAPÍTULO 5

UTILIZAÇÃO DE MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DE CARGAS MÁXIMAS PRÓPRIOS PARA ESTACAS COMPRIMIDAS

5.1 INTRODUÇÃO

De acordo com a NBR 6122/96, no item 7.2.2.3, o carregamento de uma estaca ou um tubulão pode não indicar uma carga de ruptura nítida. Isto poderá ocorrer quando não se pretende levar o elemento de fundação à sua ruptura, ou devido a limitações do sistema de reação da prova de carga. Neste caso deve-se executar a extrapolação da curva carga x recalque para se avaliar a carga de ruptura.

De Beer (1988) *apud* Décourt (1998) considera que sendo *"s"* o recalque de uma fundação provocado por uma carga Q a ela aplicada, a ruptura física é dada pela carga Q_{uu} correspondente a $\frac{\Delta s}{\Delta Q} = \infty$.

Embora esta definição seja conceitualmente precisa, esta é praticamente impossível de ser verificada na prática de engenharia por meio de provas de carga por envolver medida infinita.

Existem no meio técnico métodos para a execução desta extrapolação. Entre estes podem ser citados os métodos: Van der Veen (1953), Método da NBR 6122-96, Davisson (1973), Método de Décourt (1998), Método de Mazurkiewicz (1972) entre outros.

De acordo com Massad (1994), prever a forma da curva carga *versus* recalque de estacas submetidas a cargas axiais tem sido uma preocupação de muitos engenheiros. As tentativas vão da exponencial de Van der Veen (1953) à hipérbole de Chin (1970), passando pela parábola de Mazurkiewicz (1972) e tantas outras.

Na literatura geotécnica há uma série de outros critérios para interpretação de provas de carga não conduzidas até a ruptura. Cintra & Aoki (1999) citam a norma inglesa, que define a ruptura convencional como sendo a carga equivalente a um recalque igual a

10% do diâmetro do elemento estrutural de fundação. Para o caso de estacas de outra geometria pode ser considerado seu diâmetro equivalente:

$$Deq = \sqrt{\frac{4.A}{\pi}} \quad (5.1)$$

Onde:

A= área da seção da estaca.

A ruptura convencional também pode ser definida como a carga correspondente a deformação na ponta da estaca em 10% do seu diâmetro para estacas de deslocamento e escavadas executadas em solos argilosos e de 30% de seu diâmetro no caso de estacas escavadas executadas em solos granulares. Cintra & Aoki (1999).

Este capítulo objetiva verificar e discutir a aplicabilidade de métodos consagrados para a extrapolação de cargas máximas, inicialmente desenvolvidos para estacas comprimidas, na extrapolação de cargas máximas de estacas tracionadas.

5.2 MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO UTILIZADOS NESTA PESQUISA

Foram utilizados métodos para extrapolação de cargas de ruptura tendo como base os valores de provas de carga executadas. Os valores das cargas de ruptura estimados foram confrontados com os valores determinados pelas provas de carga. Foram utilizados os seguintes métodos: NBR 6122/96, Davisson (1973), Van der Veen (1953)(modificado por Aoki) e Décourt (1996).

Faz-se a observação que estes métodos foram desenvolvidos para estacas comprimidas e ainda precisam de uma comprovação prática de sua aplicabilidade a estacas tracionadas.

5.2.1 Método de Van der Veen (1953)

Um dos métodos mais utilizados é critério de ruptura física de Van der Veen (1953). Este método representa a curva carga x recalque pela expressão matemática:

$$P = R.(1 - e^{\alpha.s}) \quad (5.2)$$

Onde:

P=carga aplicada no topo da estaca (kN);

R= carga última correspondente a assíntota vertical da curva (kN);

s= deslocamento referente à carga P (mm);

α= coeficiente que define a forma da curva.

A equação (5.2) foi reescrita por Aoki (1976) resultando na equação:

$$P = R.[1 - e^{-(\alpha.r+b)}] \quad (5.3)$$

Onde:

b= ponto de intersecção com o eixo das ordenadas no gráfico tensão x deformação;

r= recalque.

Pelo processo gráfico de Van der Veen (1953), arbitram-se vários valores de carga de ruptura (R) e para cada um destes valores determina-se o parâmetro X por meio da equação seguinte:

$$X = -\ln\left[1 - \frac{Qpc}{Qr}\right] \quad (5.4)$$

Onde:

Q_{pc}= carregamento referente à prova de carga;

Q_r= carga de ruptura adotada.

Determinando os coeficientes de correlação (R^2) para cada gráfico de deslocamento da prova de carga (mm) *versus* valores de X, verifica-se que a carga de ruptura será aquela em que o valor de R^2 apresentar-se mais próximo da unidade.

Às vezes se discute o problema dos ensaios encerrados prematuramente, ainda no trecho praticamente linear da curva carga *versus* recalque. De acordo com Décourt & Niyama (1994), o critério de Van der Veen (1953) é aplicável somente se o ensaio atingiu dois terços da carga de ruptura. Entretanto torna-se impossível assegurar para uma prova de carga não rompida qual seria a proporção atingida para possibilitar a utilização do método.

Deve-se considerar que o Método de extrapolação de Van der Veen (1953) baseia-se em duas condições básicas: a) o formato da curva carga x recalque é do tipo exponencial; b) o modo de ruptura é do tipo física correspondendo a recalques teoricamente infinitos. Dessa maneira é de se esperar que este método não forneça parâmetros satisfatórios em condições diferentes das anteriormente citadas.

5.2.1.1 Resultados obtidos e discussões

São apresentados os valores das cargas máximas estimadas pelo método de Van der Veen (1953) para as estacas estudadas nesta pesquisa.

Foram estimadas pelo método cargas a partir do valor da carga máxima determinada pela prova de carga (PC) e também em pontos situados em valores referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% destas. Este procedimento teve como objetivo verificar a aplicabilidade do método caso a prova de carga seja interrompida precocemente.

5.2.1.1.1 Estacas metálicas tipo perfil I

São apresentadas nas tabelas seguintes as cargas de máximas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) para as estacas tipo perfil metálico.

Tabela 5.1. Cargas máximas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{Pr}$ (kN)	Pv.v/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	18	350	998	999	1,0	1,0	0,0	0,0
T2	18	350	980	980	1,0			
T3	12	350	500	500	1,0			

Tabela 5.2. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{50\%}$ (kN)	Pv.$v_{50\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	18	350	998	1460	1,46	1,13	0,33	29
T2	18	350	980	1217	1,24			
T3	12	350	500	342	0,68			

Tabela 5.3. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{60\%}$ (kN)	Pv.$v_{60\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	18	350	998	2414	2,42	1,72	0,68	39,5
T2	18	350	980	1901	1,94			
T3	12	350	500	394	0,79			

Tabela 5.4. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{70\%}$ (kN)	Pv.$v_{70\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	18	350	998	3482	3,48	2,27	1,03	45,4
T2	18	350	980	2330	2,37			
T3	12	350	500	480	0,96			

Tabela 5.5. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{80\%}$ (kN)	$Pv.v_{80\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	18	350	998	2387	2,39	2,0	0,81	40,7
T2	18	350	980	2693	2,75			
T3	12	350	500	435	0,87			

Tabela 5.6. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{90\%}$ (kN)	$Pv.v_{90\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	18	350	998	1377	1,38	1,57	0,64	40,7
T2	18	350	980	2389	2,43			
T3	12	350	500	452	0,90			

As figuras 5.1 a 5.3 apresentam os valores obtidos pela relação entre as cargas estimadas pelo método (para todos os pontos considerados) e as cargas obtidas pelos ensaios ($P_{V.V}$/PC).

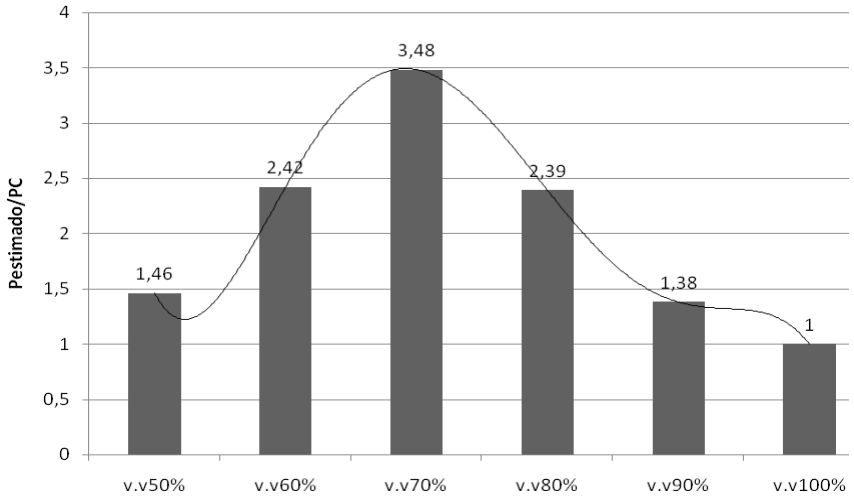


Figura 5.1 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo perfil T1.

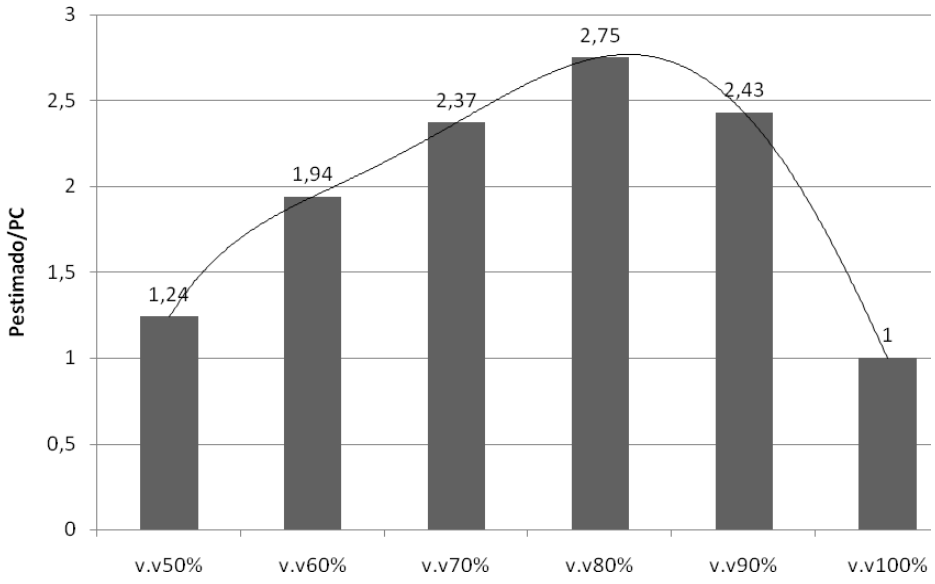


Figura 5.2 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo perfil T2.

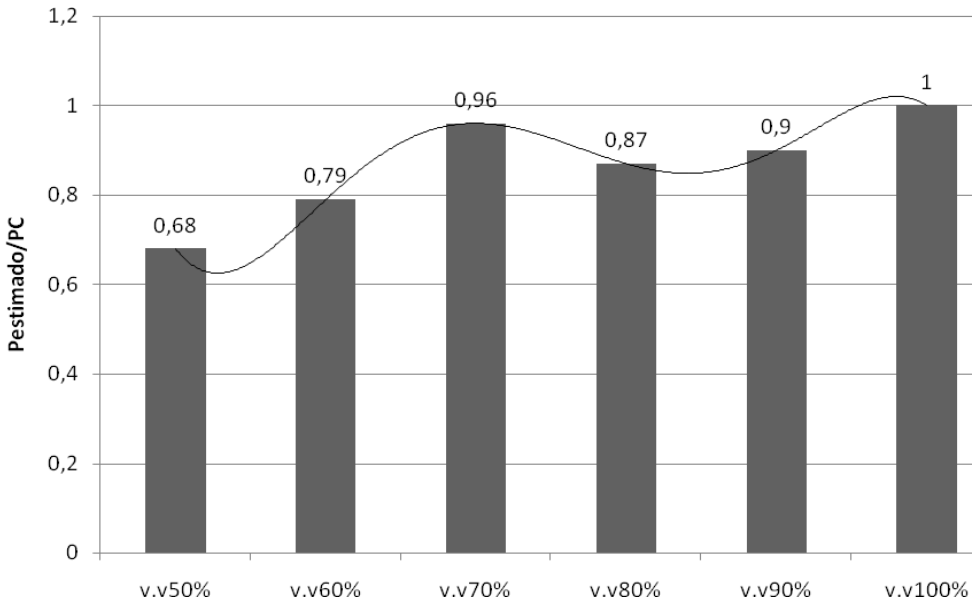


Figura 5.3 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo perfil T3.

Pode-se observar que o método de Van der Veen (1953) apresentou valores estimados de carga de máxima iguais aos que foram obtidos pelas provas de carga, em

qualquer perfil estudado, quando utilizado no cálculo os recalque máximos obtidos nas provas de carga.

Entretanto, verifica-se que os perfis metálicos de 18m de comprimento (T1 e T2) apresentaram valores de Pv.v/PC, obtidos a partir de 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pelas provas de carga, maiores que a unidade e de grande variabilidade. Isto indica que se a prova de carga fosse interrompida precocemente o método não seria indicado.

Verificando-se os valores das cargas máximas estimadas considerando-se recalques referentes às cargas intermediárias de 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga, a estaca T1 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC referente a 2,23, desvio padrão equivalente a 0,77, coeficiente de variação igual a 34,5%, e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +1,25 e -0,85. A estaca T2 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC referente a 2,15, desvio padrão equivalente a 0,52, coeficiente de variação igual a 24,2% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,60 e -0,91

Para a estaca T3, de 12m de comprimento, os valores estimados de $P_{V.V}$/PC foram menores que a unidade, indicando a aplicabilidade do método, para este caso, caso a prova de carga necessitasse ser interrompida. A estaca T3 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC igual a 0,84, desvio padrão equivalente a 0,10, coeficiente de variação igual a 12% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,12 e -0,16.

5.2.1.1.2 Estacas metálicas tipo trilho TR-37

São apresentadas nas tabelas seguintes as cargas máximas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953).

Tabela 5.7. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{Pr}$ (kN)	$Pv.v_{Pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR-1	18	140	267	267	1,0	1,0	0,0	0,0
TR-2	20,5	140	278	278	1,0			

Tabela 5.8. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{50\%Pr}$ (kN)	$Pv.v_{50\%Pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR-1	18	140	267	243	0,91	0,84	0,07	8,3
TR-2	20,5	140	278	211	0,76			

Tabela 5.9. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{60\%Pr}$ (kN)	$Pv.v_{60\%Pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR-1	18	140	267	387	1,45	1,15	0,30	26,1
TR-2	20,5	140	278	236	0,85			

Tabela 5.10. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{70\%Pr}$ (kN)	$Pv.v_{70\%Pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR-1	18	140	267	887	3,32	2,26	1,06	47
TR-2	20,5	140	278	334	1,20			

Tabela 5.11. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{80\%Pr}$ (kN)	Pv.$v_{80\%Pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR-1	18	140	267	413	1,54	1,17	0,37	31,6
TR-2	20,5	140	278	222	0,8			

Tabela 5.12. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{90\%Pr}$ (kN)	Pv.$v_{90\%Pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR-1	18	140	267	456	1,70	1,37	0,34	25
TR-2	20,5	140	278	287	1,03			

As figuras 5.4 e 5.5 apresentam os valores obtidos pela relação entre as cargas estimadas pelo método (para todos os pontos considerados) e as cargas obtidas pelos ensaios ($P_{V.V}$/PC).

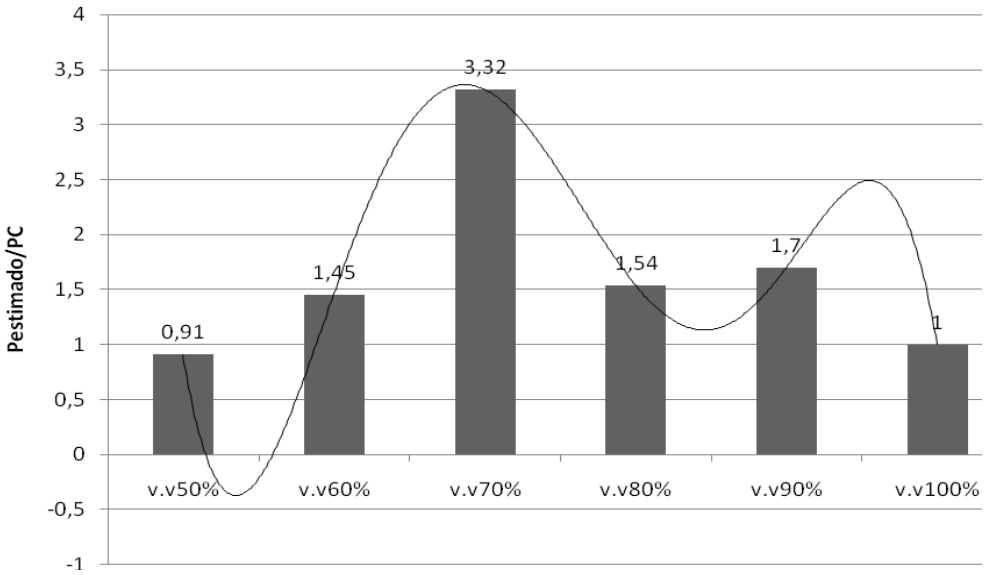


Figura 5.4 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo trilho TR-1.

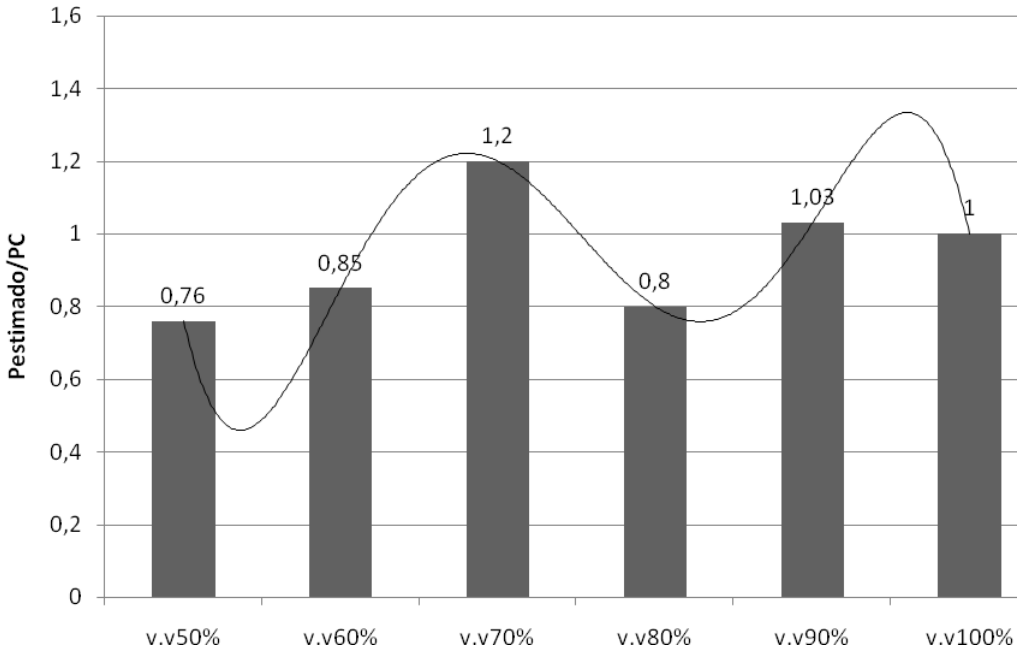


Figura 5.5 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca metálica tipo trilho TR-2.

Pode-se verificar que o método de Van der Veen (1953) apresentou valores de carga estimados semelhante às cargas máximas obtidas pelas provas de carga quando analisados os pontos situados no recalque máxima atingido pela prova de carga.

Para a estaca TR1, de 18m de comprimento, o método apresentou valores de Pv.v/PC acima da unidade considerando-se recalques equivalentes a 60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga. Entretanto, o método apresentou valor de Pv.v/PC médio próximo à unidade quando considerado 50% da carga obtida pela prova. Isto indica que o método, neste caso, teria boa aplicabilidade caso a prova de carga houvesse sido interrompida em valor equivalente a carga PC/2. Porém não seria indicado, para a estaca ensaiada, caso a prova de carga fosse interrompida em carga acima de 50% da máxima. Esta estaca apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC referente a 1,78, desvio padrão equivalente a 0,81, coeficiente de variação igual a 45,5% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +1,54 e -0,87.

O método apresentou para estaca TR2, de 20,5m de comprimento, valor médio de Pv.v/PC próximo a unidade, o que indica a aplicabilidade do método, para esta estaca, uma vez que a prova de carga viesse a ser interrompida prematuramente. Esta estaca apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC, considerando-se recalques equivalentes a 50, 60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga, igual a 0,93, desvio padrão equivalente a 0,16, coeficiente de variação igual a 17,2% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,27 e -0,17.

5.2.1.1.3 Estacas raiz

Foram estimadas cargas utilizando-se recalques referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga somente para as estacas T1, T2 e T3, uma vez que estas apresentaram ruptura.

Para a estaca T4, de 23m de comprimento, foi apenas estimada a carga máxima, uma vez que a prova de carga foi interrompida em função na insuficiência do sistema de reação da prova de carga.

São apresentadas nas tabelas seguintes as cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953).

Tabela 5.13. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{Pr}$ (kN)	$Pv.v_{Pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	913	1,0	1,02	0,03	3,0
T2	12	410	980	980	1,0			
T3	12	410	910	910	1,0			
T4	23	310	1300*	1410	1,08			

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Tabela 5.14. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{50\%}$ (kN)	$Pv.v_{50\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	468	0,51	0,50	0,0	0,0
T2	12	410	980	496	0,50			
T3	12	410	910	460	0,50			

Tabela 5.15. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{60\%}$ (kN)	$Pv.v_{60\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	594	0,65	0,65	0,0	0,0
T2	12	410	980	640	0,64			
T3	12	410	910	594	0,65			

Tabela 5.16. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{70\%}$ (kN)	$Pv.v_{70\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	686	0,75	0,76	0,01	1,3
T2	12	410	980	765	0,78			
T3	12	410	910	696	0,76			

Tabela 5.17. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{80\%}$ (kN)	$Pv.v_{80\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	850	0,93	0,91	0,02	2,2
T2	12	410	980	862	0,88			
T3	12	410	910	854	0,93			

Tabela 5.18. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% das cargas máximas atingidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{90\%}$ (kN)	$Pv.v_{90\%}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	917	1,0	1,0	0,0	0,0
T2	12	410	980	980	1,0			
T3	12	410	910	900	0,99			

As figuras 5.6 a 5.8 apresentam os valores obtidos pela relação entre as cargas estimadas pelo método e as cargas máximas obtidas pelas provas de carga ($P_{V.V}$/PC).

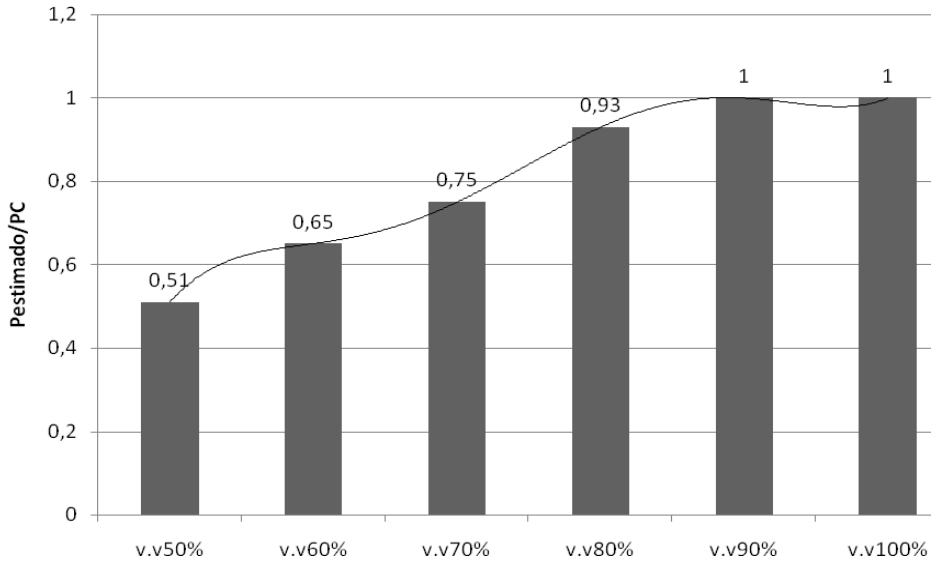


Figura 5.6- Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca raiz T1.

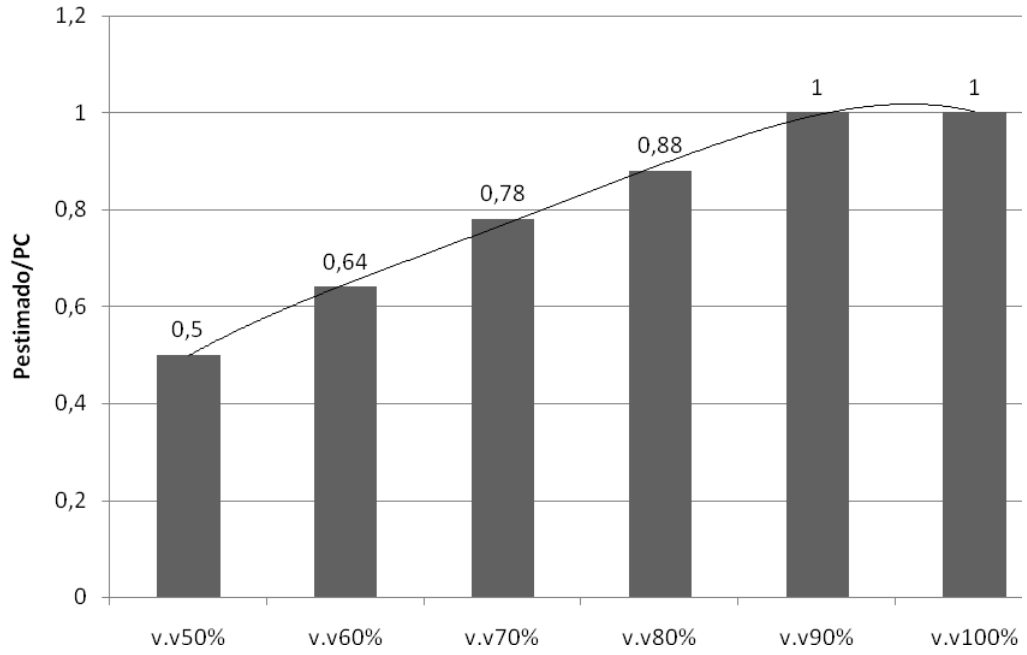


Figura 5.7 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca raiz T2.

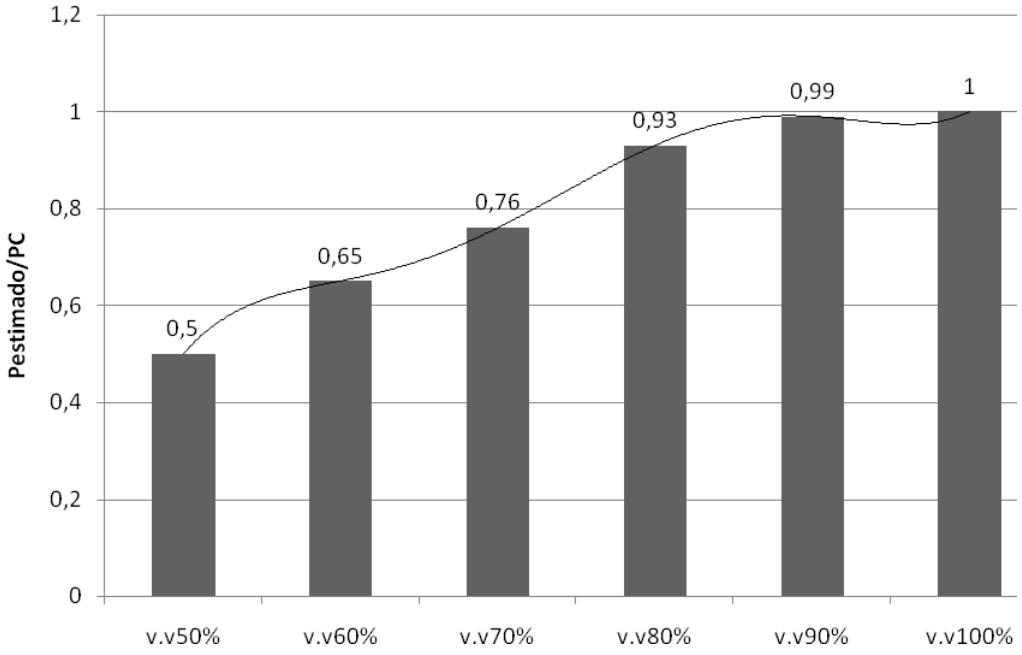


Figura 5.8 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca raiz T3.

De uma maneira geral, de acordo com os parâmetros apresentados, pode-se verificar que o método de Van der Veen (1953) apresentou valores de Pv.v/PC médios menores que a unidade ao se considerar pontos situados até recalques referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

A estaca T1 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC, considerando-se recalques equivalentes a 50, 60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga, igual a 0,77, desvio padrão equivalente a 0,18, coeficiente de variação igual a 23,4% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,23 e -0,16.

A estaca T2 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC, considerando-se recalques equivalentes a 50,60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga, igual a 0,76, desvio padrão equivalente a 0,18, coeficiente de variação igual a 23,7% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,24 e -0,16.

A estaca T3 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC, considerando-se recalques equivalentes a 50, 60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga, igual a 0,77, desvio padrão equivalente a 0,18, coeficiente de variação igual a 23,4% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,22 e -0,17.

Ao se considerar o ponto referente à carga máxima, o método apresentou mesmo valor que o obtido pelas provas de carga.

5.2.1.1.4 Estacas escavadas

Foram estimadas pelo método cargas referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima, obtida pela provas de carga, somente para as estaca EC02 uma vez que somente esta foi ensaiada até sua carga de ruptura. Para as demais estacas escavadas, foram apenas estimadas as possíveis cargas máximas, uma vez que as provas de carga foram interrompidas prematuramente em função na insuficiência do sistema de reação das provas de carga.

São apresentadas nas tabelas seguintes as cargas estimadas por meio do método.

Tabela 5.19. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque máximo atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{pr}$ (kN)	$Pv.v_{pr}$/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
EC01	12	400	600*	700	1,17	1,07	0,07	6,5
EC02	12	400	600	600	1,00			
EC03	12	400	600*	630	1,05			

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Tabela 5.20. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{50\%}$ (kN)	$Pv.v_{50\%}$/ PC
EC02	12	400	600	361	0,60

Tabela 5.21. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{60\%}$ (kN)	$Pv.v_{60\%}$/ PC
EC02	12	400	600	444	0,74

Tabela 5.22. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC(kN)	$Pv.v_{70\%}$ (kN)	$Pv.v_{70\%}$/ PC
EC02	12	400	600	520	0,87

Tabela 5.23. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{80\%}$ (kN)	$Pv.v_{80\%}$/ PC
EC02	12	400	600	572	0,95

Tabela 5.24. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{90\%}$ (kN)	$Pv.v_{90\%}$/ PC
EC02	12	400	600	667	1,11

Na figura 5.9 são apresentados os valores obtidos pela relação entre as cargas estimadas pelo método e as cargas máximas obtidas pelas provas de carga (Pv.v/PC).

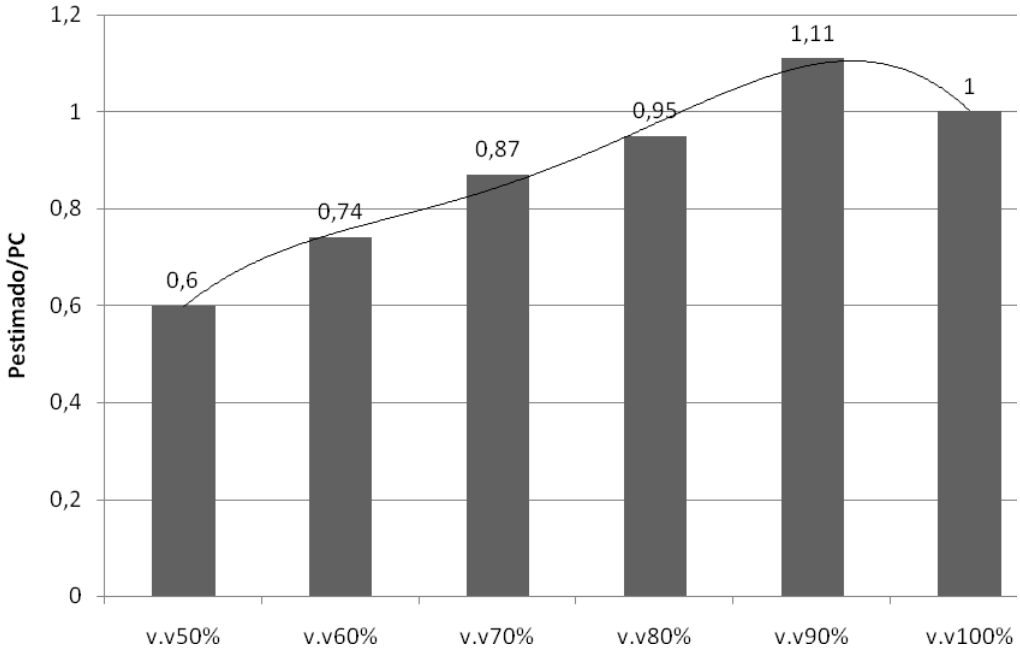


Figura 5.9 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca escavada EC02.

Da mesma maneira que o ocorrido com as estacas tipo raiz, o método de Van der Veen (1953) apresentou valores de $P_{V.V}$/PC próximos à unidade ao se considerar as cargas intermediárias referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga. Tal fato indica a aplicabilidade deste método na estimativa da carga máxima caso a prova de carga fosse interrompida precocemente.

A estaca EC02 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC, considerando-se recalques equivalentes a 50, 60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga, igual a 0,85, desvio padrão equivalente a 0,17, coeficiente de variação igual a 20% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,26 e -0,25.

5.2.1.1.5 Estacas hélice contínua

Para as estacas hélice contínuas todas as provas de carga executadas tiveram de ser interrompidas prematuramente. Tal fato ocorreu em função da insuficiência do sistema de reação.

Entretanto, para a estaca HC02, o método de Van der Veen (1953) estimou carga máxima semelhante à carga máxima obtida pela prova de carga. Dessa maneira foram estimadas também cargas intermediárias situadas em pontos situados até recalques referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% do valor de carga máxima obtida pela prova de carga para a estaca HC02.

São apresentadas nas tabelas seguintes as cargas estimadas por meio do método.

Tabela 5.25. Cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque máximo atingido nas cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.v_{pr} (kN)	Pv.v_{pr}/ PC	$P_{V.V}$/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
HC01	12	400	600*	700	1,15	1,10	0,07	6,4
HC02	12	400	600*	600	1,0			
HC03	12	400	600*	700	1,15			

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Tabela 5.26. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{50\%}$ (kN)	Pv.$v_{50\%}$/ PC
HC02	12	400	600*	460	0,77

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Tabela 5.27. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{60\%}$ (kN)	Pv.$v_{60\%}$/ PC
HC02	12	400	600*	455	0,76

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Tabela 5.28. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{70\%}$ (kN)	$Pv.v_{70\%}$/ PC
HC02	12	400	600*	485	0,80

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Tabela 5.29. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{80\%}$ (kN)	$Pv.v_{80\%}$/ PC
HC02	12	400	600*	530	0,88

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Tabela 5.30. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{90\%}$ (kN)	$Pv.v_{90\%}$/ PC
HC02	12	400	600*	600	1,0

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Na figura 5.10 são apresentados os valores obtidos pela relação entre as cargas estimadas pelo método e a carga obtida pela prova de carga (Pv.v/PC)

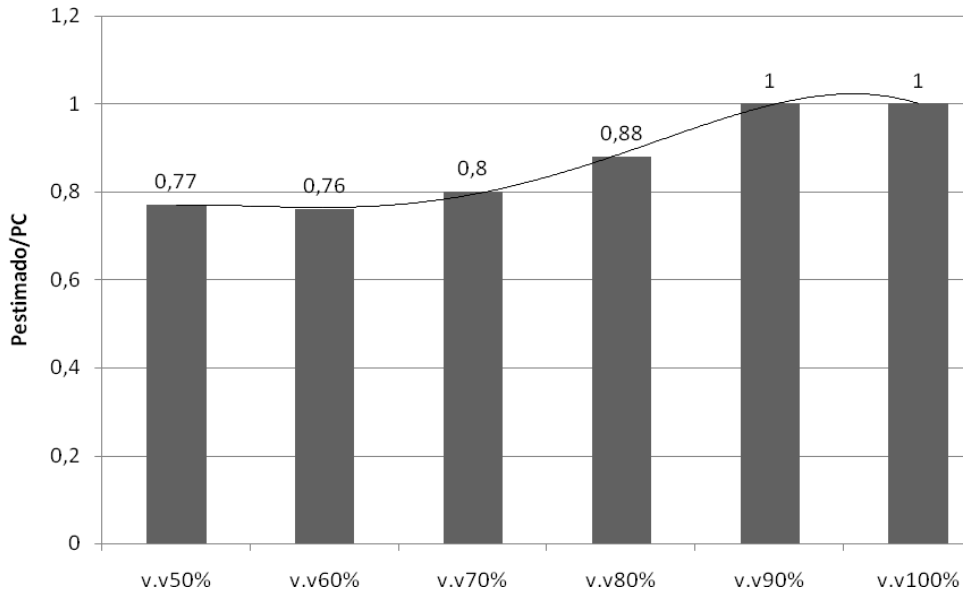


Figura 5.10 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca escavada HC02.

Da mesma maneira que o ocorrido na estaca escavada, o método apresentou valores de Pv.v/PC abaixo da unidade. Isto indica a aplicabilidade do método em caso de interrupção precoce da prova de carga**.**

A estaca HC02 apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC, considerando-se recalques equivalentes a 60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga, igual a 0,84, desvio padrão equivalente a 0,09, coeficiente de variação igual a 10,7% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,16 e -0,08.

5.2.1.1.6 Estaca pré-moldada

São apresentadas nas tabelas seguintes as cargas estimadas por meio do método de Van der Veen (1953) para a estaca pré-moldada.

Tabela 5.31. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque máximo atingido na carga máxima obtidas pela provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{pr}$ (kN)	$Pv.v_{pr}$/ PC
PT01	14	180	200	200	1,0

Tabela 5.32. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 50% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{50\%}$ (kN)	$Pv.v_{50\%}$/ PC
PT01	14	180	200	112	0,56

Tabela 5.33. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 60% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{60\%}$ (kN)	$Pv.v_{60\%}$/ PC
PT01	14	180	200	136	0,68

Tabela 5.34. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 70% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC(kN)	$Pv.v_{70\%}$ (kN)	$Pv.v_{70\%}$/ PC
PT01	14	180	200	140	0,70

Tabela 5.35. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 80% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{80\%}$ (kN)	Pv.$v_{80\%}$/ PC
PT01	14	180	200	161	0,80

Tabela 5.36. Carga estimada por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se até o recalque situado em 90% da carga máxima atingida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	Pv.$v_{90\%}$ (kN)	Pv.$v_{90\%}$/ PC
PT01	14	180	200	182	0,91

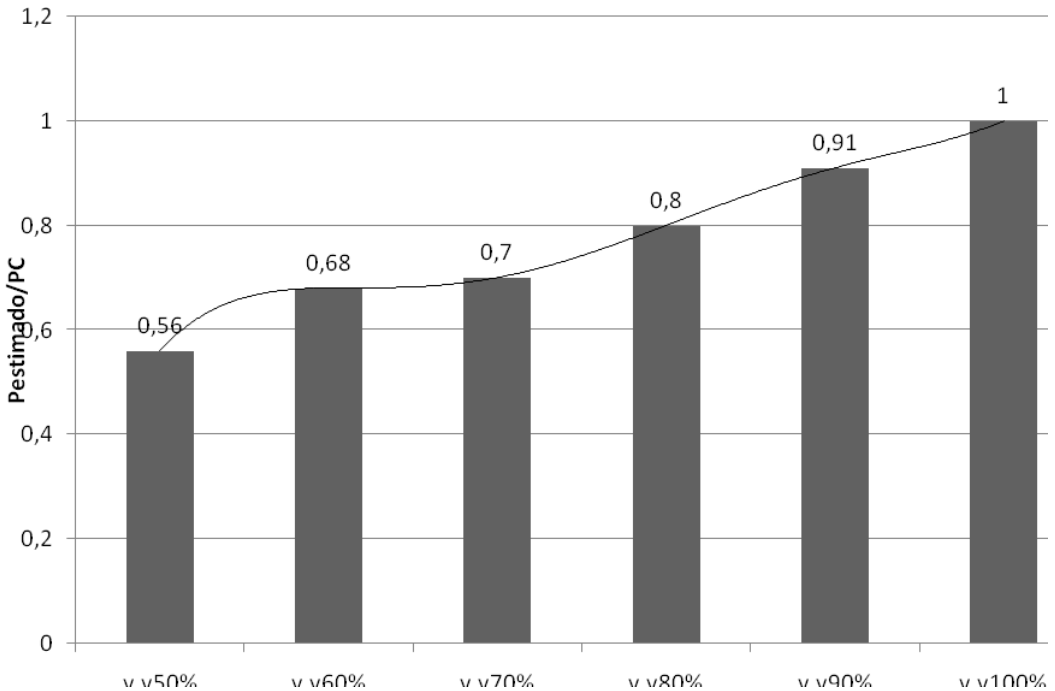


Figura 5.11 - Valores de $P_{V.V}$/PC obtidos pelo método de Van der Veen (1953) obtidos para a estaca pré-moldada.

De acordo com a figura 5.11 o método apresentou valores de Pv.v/PC menores que a unidade. Isto indica a aplicabilidade do método caso a prova de carga fosse prematuramente interrompida.

A estaca pré-moldada apresentou valor médio de $P_{V.V}$/PC, considerando-se recalques equivalentes a 50, 60, 70, 80, 90% da carga de máxima obtida pela prova de carga, igual a 0,73, desvio padrão equivalente a 0,12, coeficiente de variação igual a 16,4% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,18 e -0,17.

5.2.1.1.7 Estaca ômega

Como a prova de carga da estaca ômega não pôde ser levada até ao fim em função da incapacidade do sistema de reação, estimou-se para esta estaca somente a carga máxima pelo método de Van der Veen (1953).

Apresenta-se na tabela seguinte a carga máxima estimada por meio do método.

Tabela 5.37. Carga máxima estimada por meio do método de Van der Veen (1953). considerando-se até o recalque máximo atingido.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$Pv.v_{pr}$ (kN)	$Pv.v_{pr}$/ PC
OM01	12	370	900*	1051	1,17

* Carga máxima obtida pela prova de carga em função da insuficiência do sistema de reação.

5.2.2 Método da Norma Brasileira NBR 6122/96

A NBR 6122/96, item 7.2.2.3, recomenda a utilização da seguinte equação para a estimativa da carga máxima por meio da curva carga x recalque em caso de provas de carga onde não se atingiu a ruptura nítida:

$$\rho = \frac{R.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (5.5)$$

Onde:

ρ=recalque de ruptura convencional;

R= carga de ruptura convencional;

L= comprimento da estaca;

A=área da seção transversal da estaca;

E*= módulo de elasticidade do material da estaca;

D= diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal.
* Foi utilizado o módulo de elasticidade à tração das estacas estudadas.

Dessa forma, a partir de um valor adotado de R calcula-se o recalque correspondente por meio da equação 5.5. Adotando-se diversos valores de cargas e obtendo-se demais pontos (R, ρ) determina-se uma reta que interceptará a curva carga *versus* recalque. Esta reta deverá interceptar o eixo dos recalques a partir do ponto D/30. O ponto de intersecção entre a curva carga x recalque e a reta determinada caracteriza o valor da carga máxima estimada. A figura 5.12 apresenta a obtenção da carga de ruptura por meio do método.

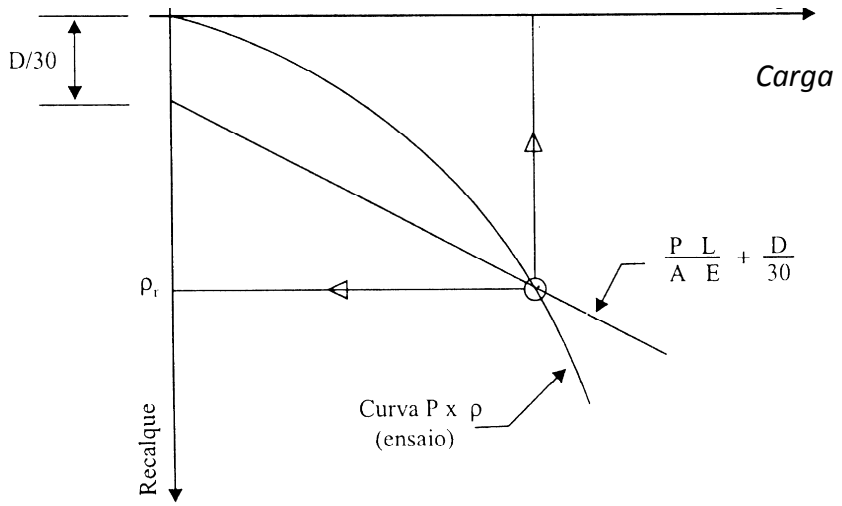


Figura 5.12. Carga máxima estimada pelo método. NBR 6122/96.

5.2.2.1 Resultados obtidos e discussões

5.2.2.1.1 Estacas metálicas perfil I

São apresentadas na tabela 5.38 as cargas estimadas por meio do método da NBR 6122/96.

Tabela 5.38. Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{NBR} 6122/96 (kN)	P_{NBR}/PC	P_{NBR}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	970	0,97	0,94	0,04	4,2%
P2	18	350	980	955	0,97			
P3	12	350	500	445	0,89			

De acordo com a tabela 5.38 verifica-se que o método estimou valores próximos àqueles obtidos pelas provas de carga.

5.2.2.1.2 Estacas metálicas trilho TR37

São apresentadas na tabela 5.39 as cargas estimadas por meio do método para as estacas tipo trilho TR37.

Tabela 5.39. Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{NBR} 6122/96 (kN)	P_{NBR}/PC	P_{NBR}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	250	0,94	0,83	0,11	13,2
TR2	20,5	140	278	200	0,72			

Por meio da tabela 5.39 apresentada, verifica-se que para a estaca de 18m de comprimento a carga máxima obtida pelo método foi próxima à determinada pela prova de carga. Entretanto, para a estaca de 20,5m de comprimento, o método apresentou valor de P_{NBR}/PC estimado mais distante da unidade.

5.2.2.1.3 Estacas raiz

São apresentadas na tabela 5.40 as cargas máximas obtidas por meio do método considerando-se as estacas tipo raiz.

Tabela 5.40. Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{NBR} 6122/96 (kN)	P_{NBR}/PC	P_{NBR}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	850	0,93	0,94	0,01	1,1
T2	12	410	980	920	0,94			
T3	12	410	910	870	0,96			
T4	23	310	1300*	--------	-------	-------	------	------

* Carga máxima obtida na prova de carga em função da insuficiência do sistema de reação.

Observando-se a tabela 5.40 pode-se notar que para as estacas de 12m de comprimento o método apresentou valores de carga máxima bem próximos dos valores obtidos pelas provas de carga. Entretanto, para a estaca raiz de 23m de comprimento, o método proposto pela NBR 6122/96 não pôde ser aplicado como pode se verificar na figura 5.13.

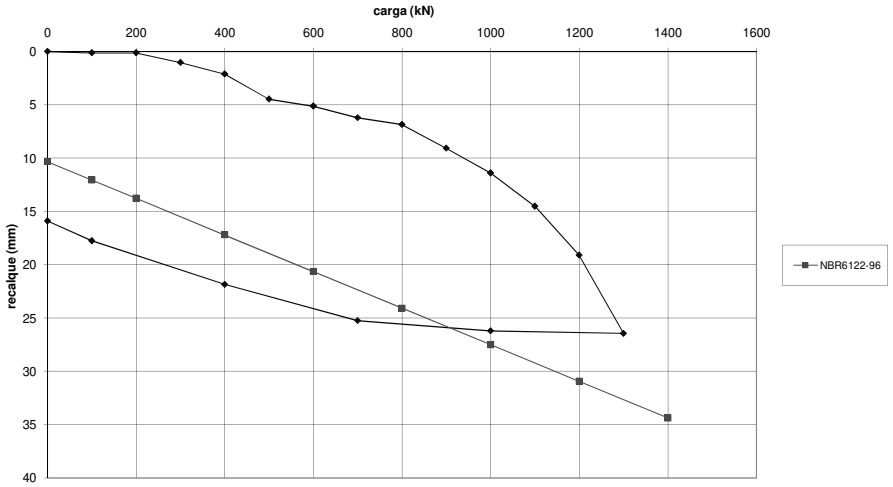


Figura 5.13. Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca raiz de 23m de comprimento.

De acordo com a figura 5.13, se verifica que a estaca raiz de 23m de comprimento não apresentou recalque suficiente para que o método pudesse ser aplicado.

5.2.2.1.4 Estacas escavadas

São apresentadas na tabela 5.41 as cargas máximas obtidas por meio do método para as estacas escavadas

Tabela 5.41. Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{NBR} 6122/96 (kN)	P_{NBR}/PC	P_{NBR}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
EC01	12	400	600*	600	1,0	0,90	0,07	7,8
EC02	12	400	600	530	0,88			
EC03	12	400	600*	500	0,83			

* Carga máxima obtida nas provas de carga em função da insuficiência do sistema de reação.

Para todas as estacas escavadas estudadas, o método apresentou valores estimados próximos às cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

5.2.2.1.5 Estacas hélice contínua

São apresentadas na tabela 5.42 as cargas determinadas por meio do método considerando-se estacas tipo hélice contínuas.

Tabela 5.42. Cargas máximas determinadas por meio do método da NBR 6122/96.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{NBR} 6122/96 (kN)	P_{NBR}/PC
HC01	12	400	600*	***	***
HC02	12	400	600*	***	***
HC03	12	400	600*	600	1,0

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Observando-se a tabela 5.42 se pode perceber que o método apresentou valor estimado semelhante à carga máxima obtida pela prova de carga para a estaca HC03.

Entretanto o método não pôde ser aplicado para as estacas HC01 e HC02, da mesma maneira que o ocorrido para a estaca raiz de 23m, conforme se verifica nas figuras 5.14 e 5.15.

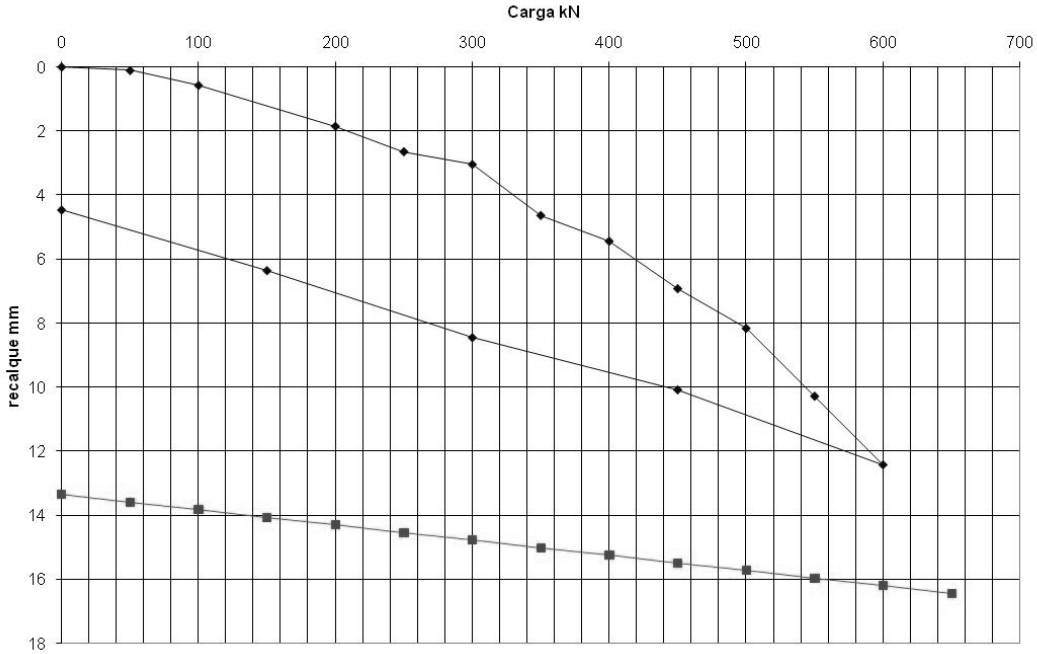


Figura 5.14. Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca hélice contínua HC01.

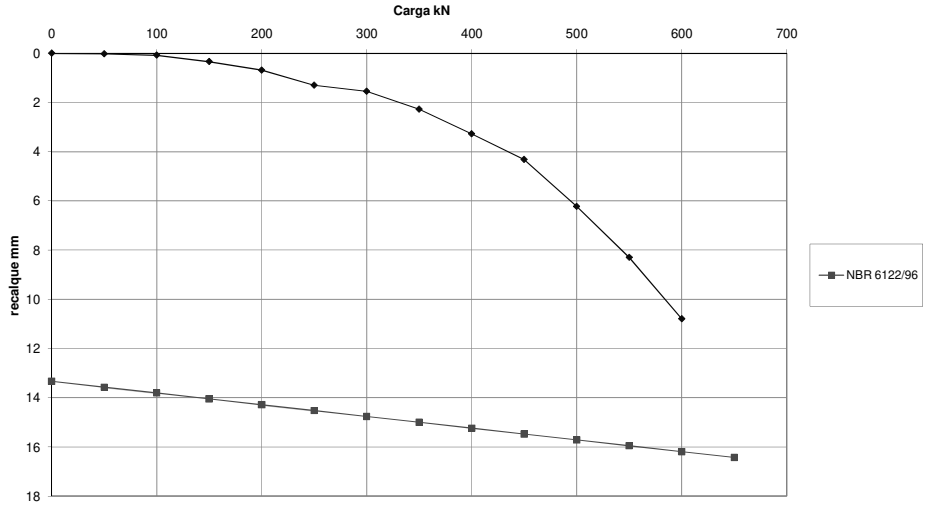


Figura 5.15. Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca hélice contínua HC02.

5.2.2.1.6 Estaca pré-moldada

Apresenta-se na tabela 5.43 a carga estimada por meio do método para a estaca pré-moldada.

Tabela 5.43. Carga máxima determinada por meio do método da NBR 6122/96.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{NBR} 6122/96 (kN)	P_{NBR}/PC
PT01	14	180	200	175	0,87

De acordo com a tabela 5.43 pode-se verificar que o método apresentou carga estimada referente a 87% da carga máxima obtida pela prova de carga.

5.2.2.1.7 Estaca ômega

Apresenta-se na tabela 5.44 a carga estimada por meio do método para a estaca tipo ômega.

Tabela 5.44. Carga máxima determinada por meio do método da NBR 6122/96.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{NBR} 6122/96 (kN)	P_{NBR}/PC
PT01	12	370	900*	----------	----------

*Carga máxima obtida pela prova de carga em função da insuficiência do sistema de reação.

Da mesma forma que o ocorrido para a estaca raiz de 23m de comprimento e para as estacas hélice contínua HC01 e HC02, este método não foi satisfatório pelo fato da prova de carga não ter atingido recalque suficiente conforme pode ser percebido observando-se a figura 5.16.

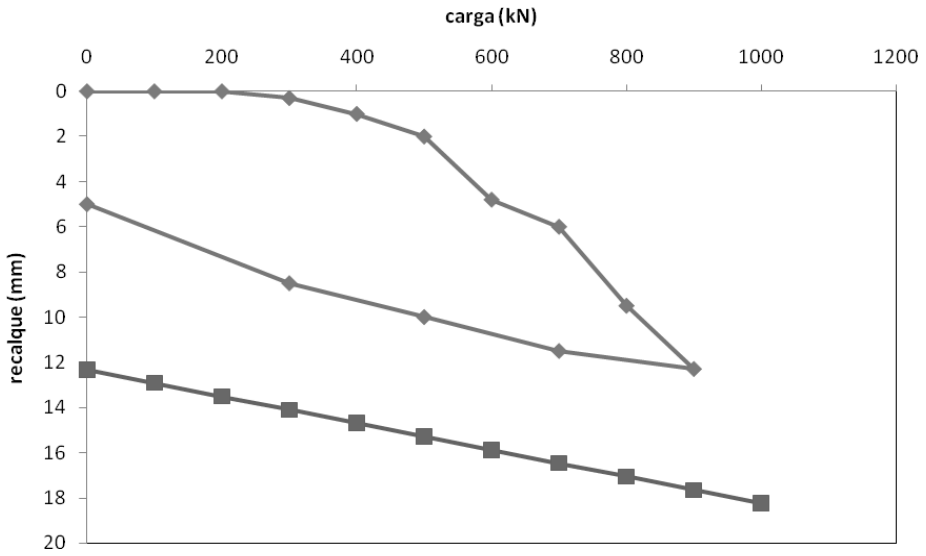


Figura 5.16. Aplicação do método da NBR 6122/96 para estaca ômega.

5.2.3 Método de Davisson (1973)

Davisson (1973) define a ruptura convencional em uma prova de carga como a carga correspondente a um recalque igual ao obtido pela equação 5.6:

$$\rho = \frac{R.L}{A.E} + \frac{D}{120} + 3{,}8mm \quad (5.6)$$

Onde:

ρ=recalque de ruptura convencional;

R= carga de ruptura convencional;

L= comprimento da estaca;

A=área da seção transversal da estaca;

E*= módulo de elasticidade do material da estaca;

D= diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal.

* Foi utilizado o módulo de elasticidade à tração de cada estaca estudada.

Após se adotar um valor para a carga convencional R calcula-se o recalque correspondente a este valor por meio da equação 5.6. Adotando-se diversos valores de ruptura e obtendo-se demais pontos (R, ρ) determina-se uma reta que interceptará a curva carga *versus* recalque. A carga de ruptura convencional será aquela referente ao ponto de intersecção entre a curva carga x recalque e a reta obtida por meio da extrapolação.

5.2.3.1 Resultados obtidos e discussões

5.2.3.1.1 Estacas metálicas tipo perfil I

São apresentadas na tabela 5.45 as cargas determinadas por meio do método para as estacas metálicas tipo perfil I.

Tabela 5.45. Cargas máximas determinadas por meio do método de DAVISSON (1973).

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DAV}. (kN)	P_{DAV}/PC	P_{DAV}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	980	0,98	0,96	0,03	3,1
P2	18	350	980	960	0,98			
P3	12	350	500	455	0,91			

De acordo com a tabela 5.45 verifica-se que o método estimou valores de cargas máximas próximas daquelas obtidas pelas provas de carga executadas, ficando, dessa forma, os valores de P_{DAV}/PC bem próximos da unidade.

5.2.3.1.2 Estacas metálicas tipo trilho TR37

São apresentadas na tabela 5.46 seguinte as cargas máximas estimadas por meio do método considerando-se as estacas metálicas tipo trilho TR37.

Tabela 5.46. Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973).

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DAV}. (kN)	P_{DAV}/PC	P_{DAV}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	260	0,97	0,85	0,12	14,1
TR2	20,5	140	278	205	0,73			

Observando-se a tabela 5.46 verifica-se que o método de Davisson (1973) estimou, para as estacas TR1 e TR2, valores de P_{DAV}/PC próximos à unidade.

5.2.3.1.3 Estaca pré-moldada

Apresenta-se na tabela 5.47 a carga máxima estimada por meio do método para a estaca pré-moldada.

Tabela 5.47. Carga máxima determinada por meio do método de Davisson (1973).

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DAV}. (kN)	P_{DAV}/PC
PT01	14	180	200	170	0,85

De acordo com a tabela 5.47 pode-se verificar que o método apresentou carga estimada referente a 85% da carga máxima obtida pela prova de carga.

5.2.3.1.4 Estaca ômega

Apresenta-se na tabela 5.48 a carga máxima estimada por meio do método para a estaca tipo ômega. Apresenta-se na figura 5.17 a aplicação do método.

Tabela 5.48. Carga máxima determinada por meio do método de Davisson (1973).

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DAV}. (kN)	P_{DAV}/PC
OM01	12	370	1051*	900	0,86

* Estimado por Van der Veen (1953).

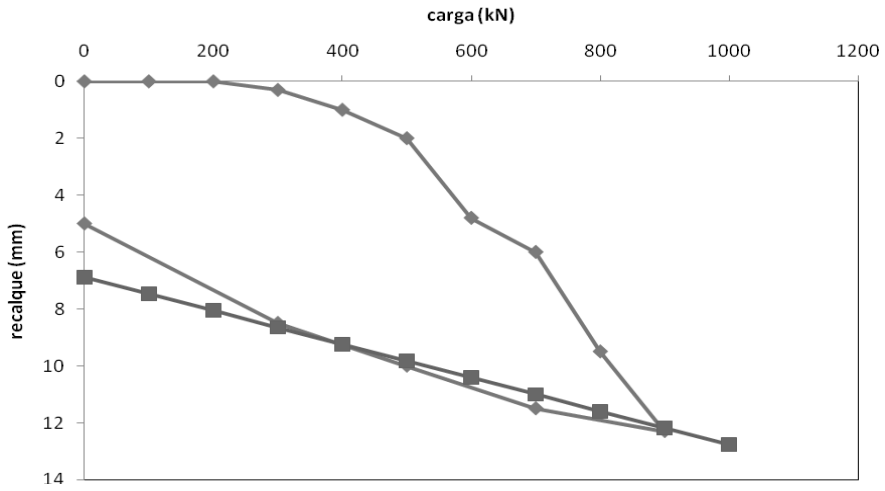


Figura 5.17. Aplicação do método de Davisson (1973) para estaca ômega.

Diferente do ocorrido para o método da NBR6122/96 a estaca ômega apresentou recalque suficiente para a utilização do método. Neste caso a carga estimada pelo método foi correspondente a carga máxima obtida pela prova de carga.

5.2.3.1.5 Estacas raiz

São apresentadas na tabela 5.49 as cargas máximas estimadas por meio do método para as estacas tipo raiz.

Tabela 5.49. Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973).

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DAV}. (kN)	P_{DAV}/PC	P_{DAV}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	845	0,93	0,91	0,02	2,2
T2	12	410	980	875	0,89			
T3	12	410	910	835	0,92			
T4	23	310	1300*	***	***	***	***	***

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

Observando-se a tabela 5.49 pode-se notar que para as estacas de 12m de comprimento o método apresentou valores de P_{DAV}/PC menores que a unidade.

Entretanto, para a estaca de 23m de comprimento o método proposto por Davisson (1973) não pôde ser aplicado como pode se verificar na figura 5.18 a seguir.

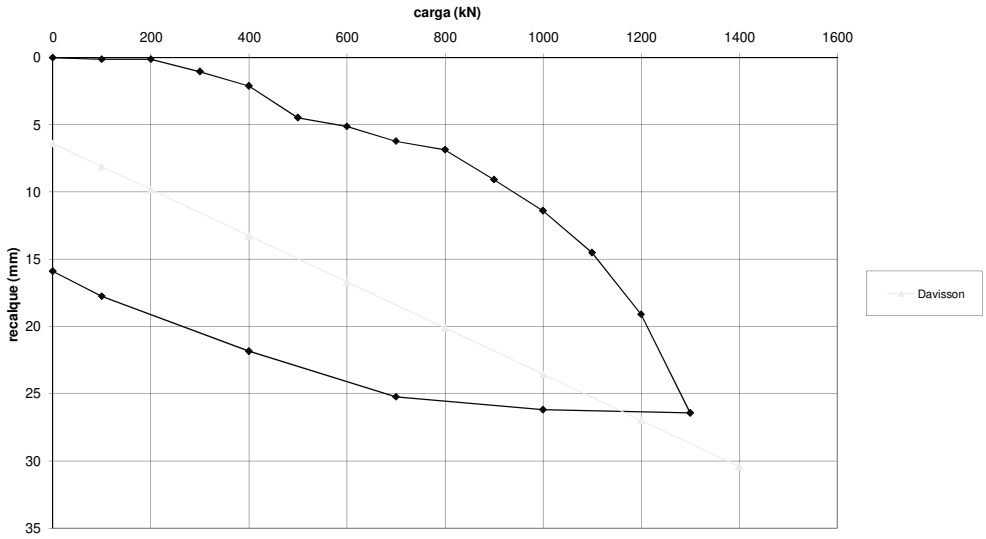


Figura 5.18. Aplicação do método de Davisson (1973) para estaca raiz de 23m de comprimento.

Como ocorrido com o método da NBR6122/96, a estaca raiz de 23m de comprimento não apresentou recalque suficiente para que o método de Davisson (1973) pudesse ser aplicado.

Deve-se salientar que tanto o método de Davisson (1973), quanto o da NBR 6122/96 são métodos gráficos de estimativa de capacidade de carga que se utilizam da curva carga x recalque e dependem, além de características do elemento estrutural, da magnitude dos recalques determinados pela prova.

5.2.3.1.6 Estacas escavadas

São apresentadas na tabela 5.50 as cargas estimadas por meio do método de Davisson (1973) para as estacas escavadas.

Tabela 5.50. Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973).

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DAV}. (kN)	P_{DAV}/PC	P_{DAV}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
EC01	12	400	600*	500	0,83	0,76	0,05	6,6
EC02	12	400	600	435	0,72			
EC03	12	400	600*	430	0,72			

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

De uma maneira geral, verifica-se que o método de Davisson (1973) apresentou valor de P_{DAV}/PC médio equivalente a 0,76.

5.2.3.1.7 Estacas hélice contínua

São apresentadas na tabela 5.51 as cargas estimadas por meio do método de Davisson (1973) para as estacas hélice contínuas.

Tabela 5.51. Cargas máximas determinadas por meio do método de Davisson (1973).

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DAV}. (kN)	P_{DAV}/PC	P_{DAV}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
HC01	12	400	600*	575	0,96	0,91	0,06	6,6
HC03	12	400	600*	510	0,85			
HC02	12	400	600	***	***	***	***	***

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação.

O método apresentou valores de P_{DAV}/PC próximos à unidade para as estacas HC01 e HC02. Para a estaca HC03 não foi possível a aplicação do método, como se pode observar pela figura 5.19.

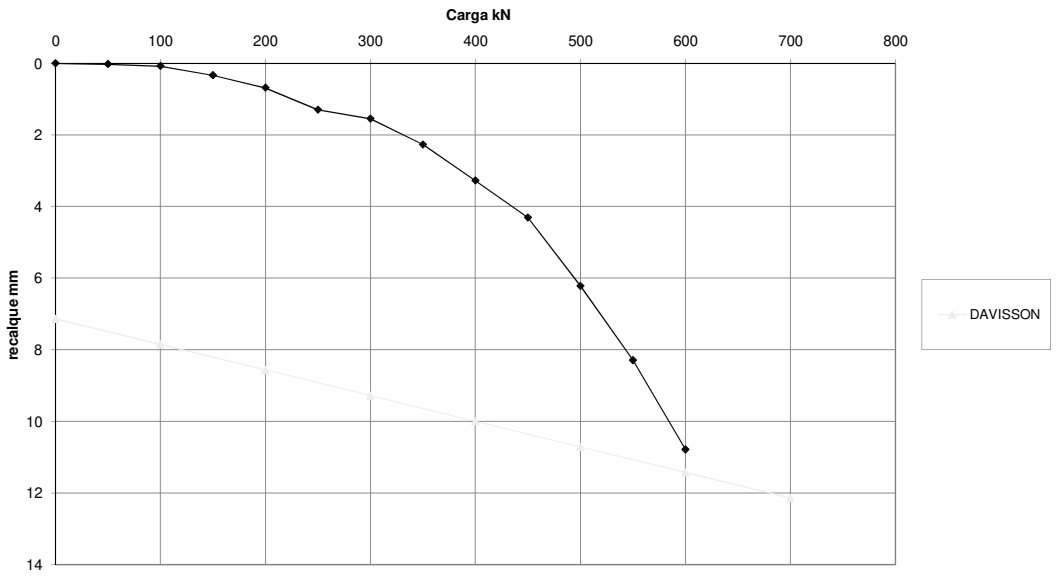


Figura 5.19. Aplicação do método de Davisson (1973) para estaca hélice contínua HC02.

5.2.4 Método de Décourt (1996)

O método de Décourt (1996) é baseado na hipótese de que a rigidez R da fundação pode ser determinada pela relação entre carregamento aplicado no topo da estaca e deslocamento desta, ou seja, $R = \frac{Q}{s}$, para qualquer intervalo de carga.

Aumentando-se gradualmente os carregamentos na estaca, a rigidez da fundação tenderia a zero no limite que $s \to \infty$ e $Q \to Q_{ult}$.

A aplicação prática desse conceito, de acordo com Décourt (1996), se faz por meio do chamado Gráfico de Rigidez. Coloca-se neste o valor da rigidez no eixo das ordenadas e o valor do carregamento nas abscissas. A rigidez R, tipicamente, diminui com o incremento da carga Q e sendo o ensaio levado até valores pequenos de R, irá permitir que por meio de extrapolações criteriosas, seja então obtido o ponto de rigidez nula, que por definição esta associada à carga de ruptura física Q_{uu}.

De acordo com Décourt (1998) por meio da análise do gráfico de rigidez pode-se verificar se uma fundação apresentará ou não ruptura física. Por meio da verificação de inúmeros casos o autor pôde concluir que existem dois casos a serem estudados:

1) *Fundações onde a ruptura física pode ocorrer*: Neste caso, de acordo com o autor, a redução da rigidez (R) é nítida. Na medida em que o carregamento aplicado aproxima-se de Q_{uu}, a lei de variação de R x Q é clara, podendo na maioria das vezes ser assimilada a uma reta. São poucos os tipos de fundações que tendem a apresentar este tipo de comportamento, podendo-se citar entre estas as estacas de deslocamento tais como as pré-moldadas de concreto, as do tipo Franki e os perfis metálicos.

2) *Fundações onde a ruptura física não ocorre*: Este caso ocorre para a imensa maioria das fundações verificadas, entre elas: fundações rasas, estacas Strauss, Hélice contínua, barretes, estações entre outras. Nestas situações, o que ocorre em primeira etapa é uma importante redução da rigidez com o incremento de carga, ou seja, uma grande mobilização de carga com pequenas deformações. Em segunda etapa ocorre uma redução da rigidez com o aumento de carga muito pequena. Isto, de acordo com Décourt (1998), significa que grandes deformações estão associadas a pequenos acréscimos de carga. A curva R x Q assume dessa maneira um aspecto hiperbólico.

Para o caso 1, deve-se analisar as diversas equações de regressão linear possíveis (3 pontos, 4 pontos, "n" pontos) e se escolhe aquela que apresentar o melhor ajuste de R^2 . A intersecção com o eixo das abscissas define a carga de ruptura física.

5.2.4.1 Resultados obtidos e discussões

5.2.4.1.1 Estacas metálicas tipo perfil I

Da mesma maneira que para o método de Van der Veen (1953) também foram estimados valores de carga máxima a partir de pontos situados até recalques referentes a 50, 60, 70, 80, 90% e 100% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga. Este procedimento teve como objetivo a verificação da aplicabilidade do método caso a prova de carga fosse interrompida de maneira precoce.

São apresentadas na tabela 5.52 as cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se o máximo recalque atingido na prova de carga. Nas tabelas 5.53 até 5.57 são apresentadas as cargas máximas estimadas considerando-se pontos situados em recalques ocorridos até 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Tabela 5.52. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque máximo atingido na prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DC} (kN)	P_{DC}/PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	1074	1,08	1,06	0,03	2,8
P2	18	350	980	1047	1,07			
P3	12	350	500	510	1,02			

Tabela 5.53. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC50\%}$ (kN)	$P_{DC50\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	3635	3,64	2,96	0,63	21,3
P2	18	350	980	2077	2,12			
P3	12	350	500	1556	3,11			

Tabela 5.54. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC60\%}$ (kN)	$P_{DC60\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	4904	4,91	3,21	1,63	50,8
P2	18	350	980	3623	3,70			
P3	12	350	500	508	1,01			

Tabela 5.55. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC70\%}$ (kN)	$P_{DC70\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	4645	4,65	2,93	1,29	44
P2	18	350	980	2531	2,58			
P3	12	350	500	784	1,56			

Tabela 5.56 Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC80\%}$ (kN)	$P_{DC80\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	3142	3,15	2,59	1,12	43,2
P2	18	350	980	3531	3,60			
P3	12	350	500	518	1,03			

Tabela 5.57. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC90\%}$ (kN)	$P_{DC90\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
P1	18	350	998	1754	1,75	1,76	0,62	35,2
P2	18	350	980	2484	2,53			
P3	12	350	500	500	1,0			

As figuras 5.20 até 5.22 apresentam os valores de P_{DC}/PC para as estacas metálicas consideradas.

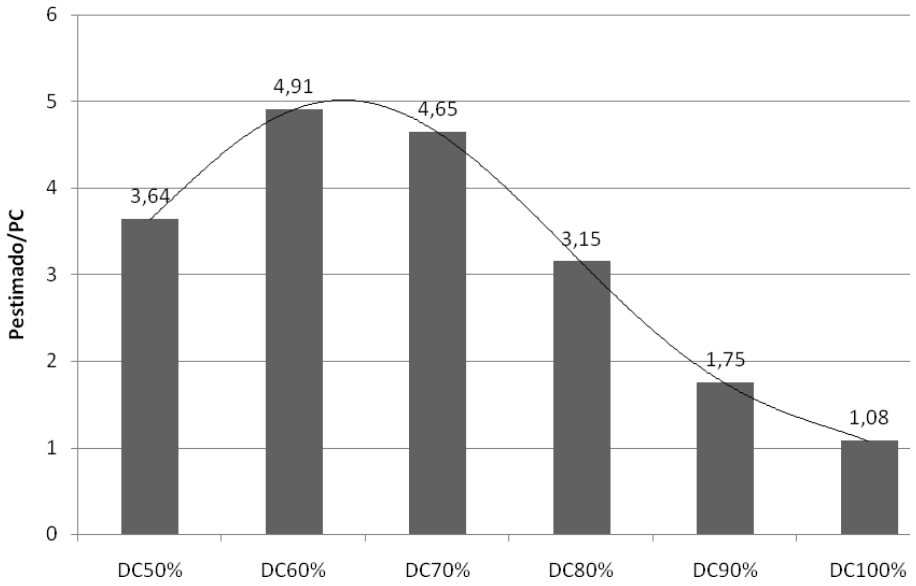


Figura 5.20 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo perfil P1.

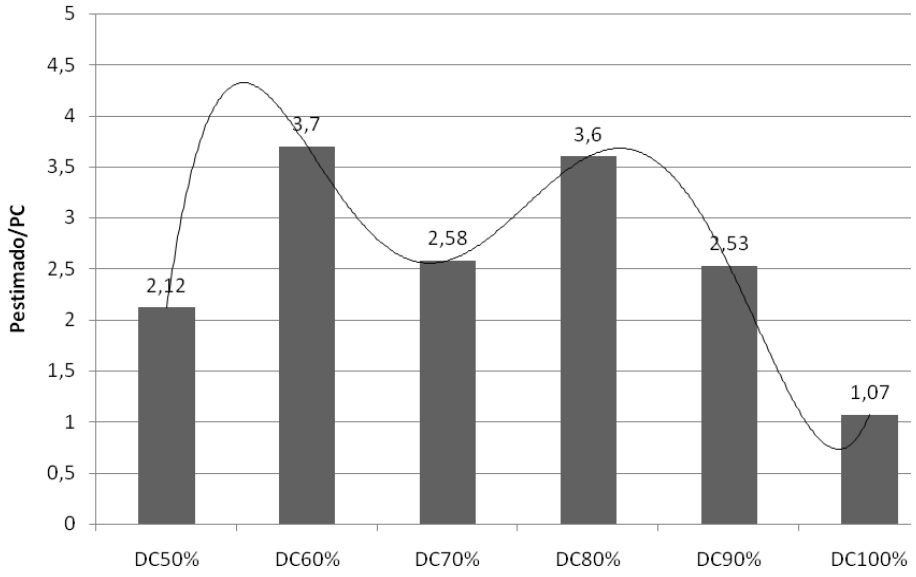


Figura 5.21 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo perfil P2.

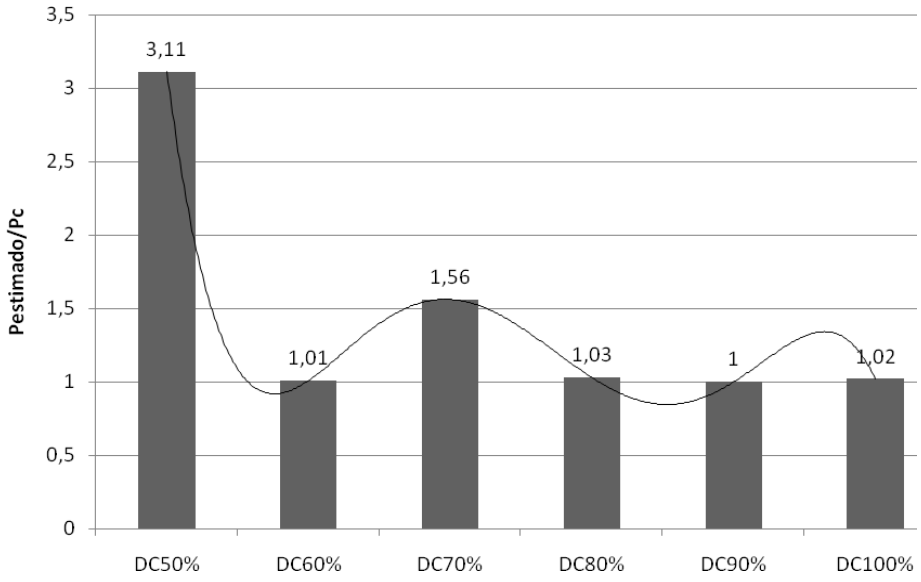


Figura 5.22 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo perfil P3 (12m de comprimento).

De acordo com o apresentado se verifica que o método de Décourt (1996) apresentou, para os perfis estudados, considerando-se até os recalques atingidos nas cargas máximas determinadas pelas provas de carga, valores estimados próximos aos obtidos pelos ensaios. Para as estacas metálicas de 18m de comprimento, o método apresentou uma variação média de 7,5% acima das cargas obtidas pelas provas de carga. Para a estaca de 12m de comprimento, esta variação foi de 2%.

Entretanto, analisando-se os pontos situados em recalques até 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas obtidas pelas provas, o método apresentou, para as estacas de 18m, valores de P_{DC}/PC acima da unidade. A estaca P2 (18m de comprimento) apresentou valor médio de P_{DC}/PC, para as cargas intermediárias (50 à 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga) referente a 2,91, desvio padrão equivalente a 0,63, coeficiente de variação 21,6% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,79 e -0,79. A estaca P1, também de 18m de comprimento, apresentou valor médio de P_{DC}/PC igual a 3,62, desvio padrão de 1,13, coeficiente de variação igual a 31,2% e desvios máximos e mínimos em relação à média de +1,29 e -1,87.

Isto indica, que para as condições analisadas nesta pesquisa, o método de Décourt (1996) não teria boa adequabilidade caso a prova de carga fosse interrompida prematuramente.

Para a estaca de 12m, o método apresentou valores de P_{DC}/PC próximos da unidade quando consideradas cargas intermediárias referentes a 60, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova. A estaca P3 apresentou valor médio de P_{DC}/PC, considerando-se recalques até as cargas intermediárias consideradas, equivalente a 1,54, desvio padrão equivalente a 0,81, coeficiente de variação igual a 52,6% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +1,57 e -0,54.

5.2.4.1.2 Estacas metálicas tipo trilho TR37

São apresentadas na tabela 5.58 as cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) para as estacas trilho TR37. Nas tabelas 5.59 a 5.63 são apresentadas as cargas máximas estimadas considerando-se pontos situados em recalques ocorridos até 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Tabela 5.58. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque máximo atingido na prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DC} (kN)	P_{DC}/PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	322	1,20	1,21	0,01	0,8
TR2	20,5	140	278	340	1,22			

Tabela 5.59. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC50\%}$ (kN)	$P_{DC50\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	202	0,76	0,64	0,12	18,7
TR2	20,5	140	278	144	0,52			

Tabela 5.60. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC60\%}$ (kN)	$P_{DC60\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	245	0,91	1,34	0,43	32,1
TR2	20,5	140	278	490	1,76			

Tabela 5.61. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC70\%}$ (kN)	$P_{DC70\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	455	1,70	2,59	0,89	34,4
TR2	20,5	140	278	966	3,47			

Tabela 5.62. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC80\%}$ (kN)	$P_{DC80\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	471	1,76	1,31	0,45	34,3
TR2	20,5	140	278	238	0,86			

Tabela 5.63. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC90\%}$ (kN)	$P_{DC90\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
TR1	18	140	267	515	1,93	1,44	0,49	34
TR2	20,5	140	278	263	0,95			

Nas figuras 5.23 e 5.24 são apresentados os valores de valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) obtidos para as estacas metálicas tipo trilho.

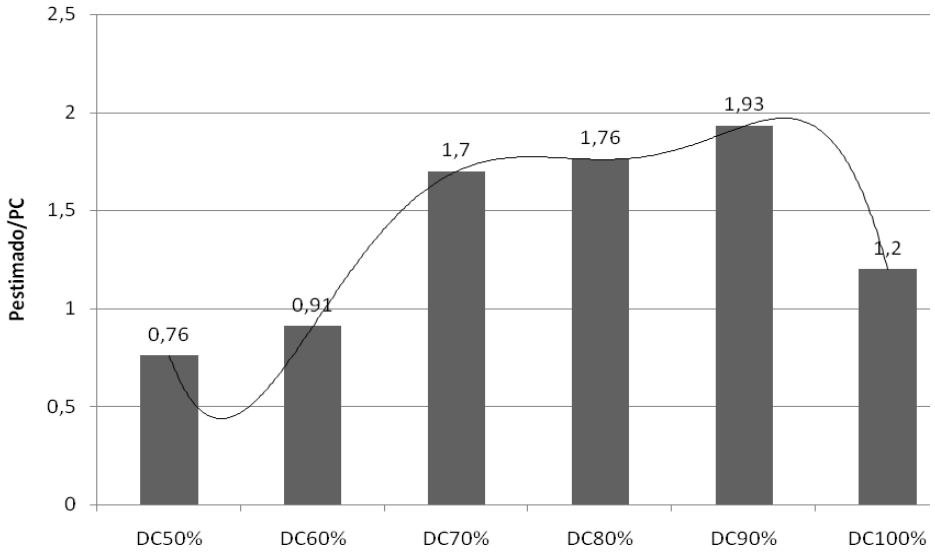


Figura 5.23 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo trilho TR1.

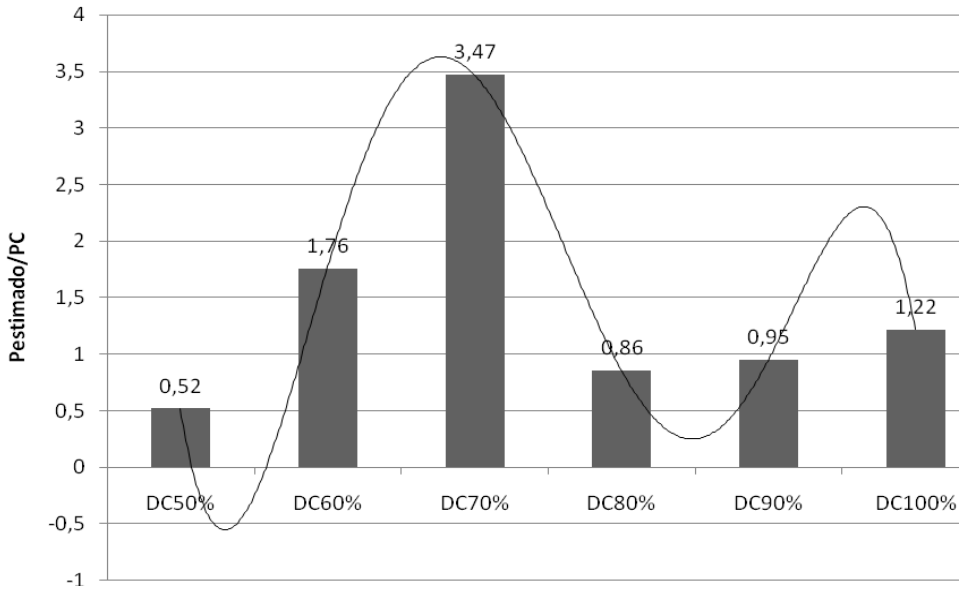


Figura 5.24 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca metálica tipo trilho TR2.

O método apresentou valores de carga máxima estimados acima dos obtidos pelas provas de carga considerando-se os recalques referentes às cargas máximas determinadas pelos ensaios. A variação, para ambas as estacas, ficou em torno de 20% acima dos valores obtidos nas provas de carga.

Para as cargas intermediárias, referentes a 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas obtidas pelas provas, o método apresentou alta variabilidade de resultados. A estaca TR1 (18m de comprimento) apresentou valor médio de P_{DC}/PC médio referente a 1,41, desvio padrão equivalente a 0,48, coeficiente de variação de 34% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,52 e -0,65. A estaca TR2 (20,5m de comprimento) apresentou valor médio de P_{DC}/PC médio referente a 1,51, desvio padrão equivalente a 1,06, coeficiente de variação de 70% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +3,47 e -0,52. Tal fato indica a que este método não seria satisfatório caso a prova de carga fosse interrompida de forma antecipada.

Entretanto, deve-se ressaltar que estas estacas, caracterizadas também por suas pequenas seções transversais, apresentaram descolamento entre suas superfícies laterais e o solo em função do drapejamento, o que pode ter influenciado nos valores obtidos.

5.2.4.1.3 Estaca pré-moldada

Apresenta-se na tabela 5.64 a carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) para a estaca pré-moldada. Nas tabelas 5.65 a 5.69 são apresentadas as cargas estimadas considerando-se pontos situados em recalques ocorridos até 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Tabela 5.64. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque máximo atingido na prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DC} (kN)	P_{DC}/ PC
PT01	14	180	200	205	1,02

Tabela 5.65. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% da carga máxima obtidas pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC50\%}$ (kN)	$P_{DC50\%}$/ PC
PT01	14	180	200	64	0,32

Tabela 5.66. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% da carga máxima obtidas pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC60\%}$ (kN)	$P_{DC60\%}$/ PC
PT01	14	180	200	126	0,63

Tabela 5.67. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% da carga máxima obtidas pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC70\%}$ (kN)	$P_{DC70\%}$/ PC
PT01	14	180	200	196	0,98

Tabela 5.68. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% da carga máxima obtidas pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC80\%}$ (kN)	$P_{DC80\%}$/ PC
PT01	14	180	200	208	1,04

Tabela 5.69. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% da carga máxima obtidas pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC90\%}$ (kN)	$P_{DC90\%}$/ PC
PT01	14	180	200	206	1,03

São apresentados na figura 5.25 os valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) obtidos para a estaca pré-moldada.

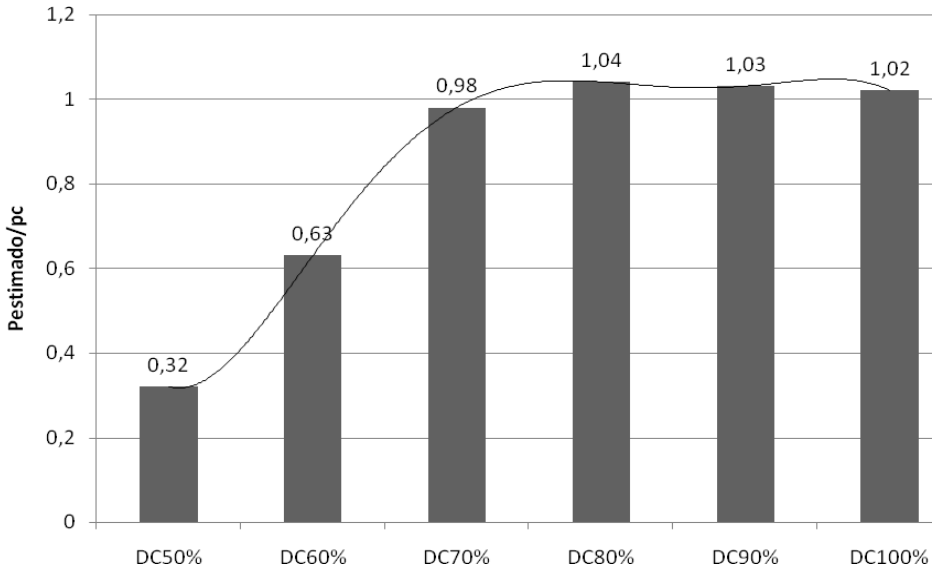


Figura 5.25 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca pré-moldada.

De acordo com o observado na figura 5.25, pode-se assumir que o método de Décourt (1996) estimou valor de carga máxima apenas 2% acima da carga máxima obtida pela prova de carga.

Em relação às cargas intermediárias estudadas, o método apresentou valores de P_{DC}/PC até 60% da carga máximas menores que a unidade, considerando-se 70, 80 e 90% os valores de P_{DC}/PC obtidos foram próximos à unidade.

A estaca pré-moldada apresentou valor médio de P_{DC}/PC referente a 0,8, desvio padrão 0,28, coeficiente de variação igual a 35% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,24 e -0,48.

Tal fato atesta a aplicabilidade do método para esta estaca cravada, uma vez que para as estacas cravadas tipo trilho e perfil o método não foi aplicável em função da alta variabilidade apresentada.

5.2.4.1.4 Estaca raíz

Foram estimadas cargas máximas para as estacas raiz de 12m considerando-se pontos situados até recalques referentes a 50 à 100% das cargas máximas obtidas pelos ensaios.

Para estaca T4 de 23m estimou-se somente a carga máxima referente ao recalque máximo atingido pela prova de carga uma vez que esta teve de ser interrompida precocemente em função da insuficiência de resistência do sistema de reação.

São apresentadas na tabela 5.70 as cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque referente a 100% das cargas máximas obtidas pelas provas. Nas tabelas 5.71 a 5.75 são apresentadas as cargas máximas estimadas as cargas intermediárias em estudo.

Tabela 5.70. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques máximos atingidos nas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DC} (kN)	P_{DC}/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	995	1,09			
T2	12	410	980	1077	1,10	1,07*/ 1,05#	0,04*/ 0,07#	3,7*/ 6,6#
T3	12	410	910	982	1,08			
T4	23	310	1300*/1410#	1300	1,0*/0,92#			

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimados por Van der Veen (1953).

Tabela 5.71. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC50\%}$ (kN)	$P_{DC50\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	463	0,51	0,53	0,06	11,3
T2	12	410	980	464	0,47			
T3	12	410	910	570	0,62			

Tabela 5.72. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC60\%}$ (kN)	$P_{DC60\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	784	0,86	0,81	0,06	7,4
T2	12	410	980	716	0,73			
T3	12	410	910	772	0,85			

Tabela 5.73. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC70\%}$ (kN)	$P_{DC70\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	803	0,88	0,98	0,10	10,2
T2	12	410	980	924	0,94			
T3	12	410	910	1014	1,11			

Tabela 5.74. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC80\%}$ (kN)	$P_{DC80\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	930	1,02	1,19	0,12	10,1
T2	12	410	980	1240	1,26			
T3	12	410	910	1174	1,30			

Tabela 5.75. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC90\%}$ (kN)	$P_{DC90\%}$/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
T1	12	410	910	1481	1,62	1,46	0,12	8,2
T2	12	410	980	1296	1,32			
T3	12	410	910	1320	1,45			

São apresentados na figuras 5.26 até 5.28 os valores de P_{DC}/PC determinados por meio do método de Décourt (1996).

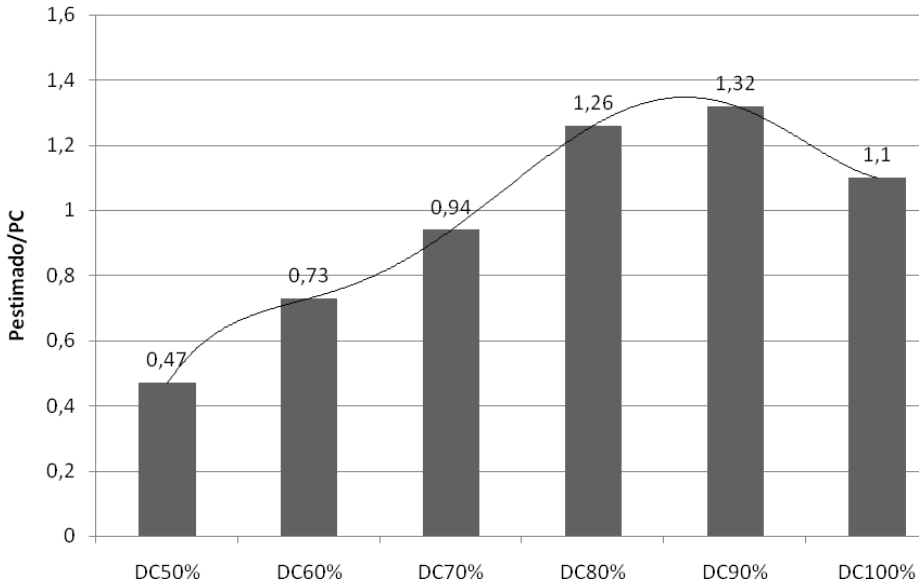


Figura 5.26 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca raiz T1.

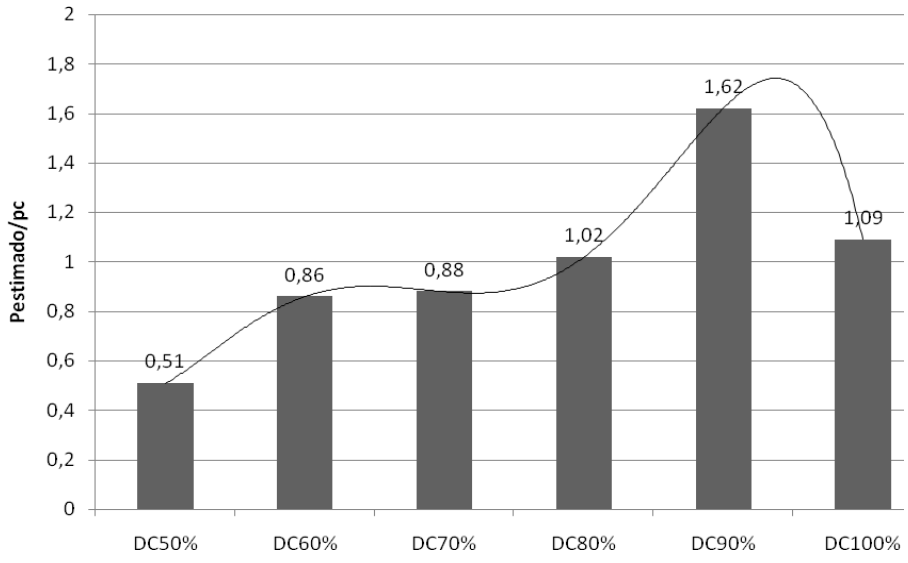


Figura 5.27 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca raiz T2.

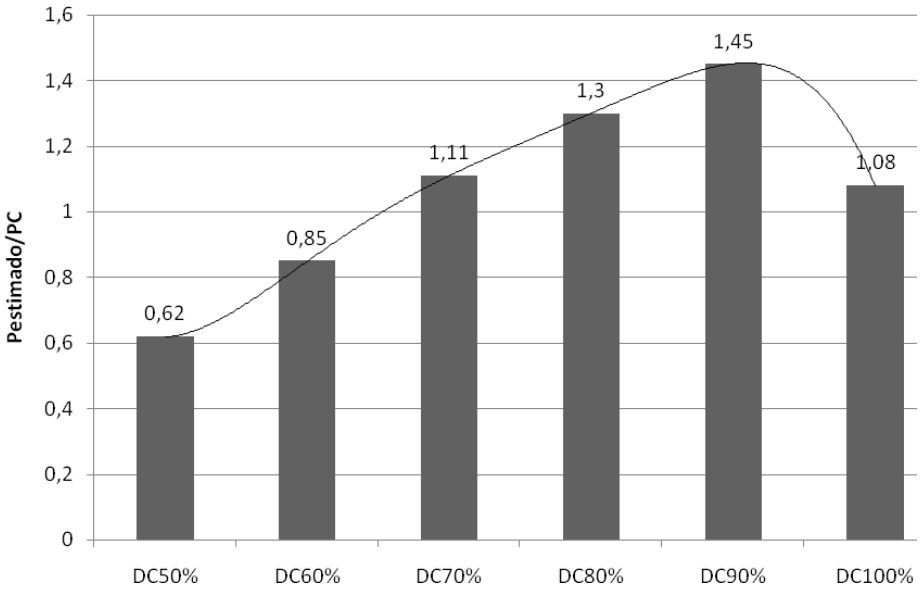


Figura 5.28 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca raiz T3.

Observando-se a tabela 5.70 nota-se que o método de Décourt T (1996) para as estacas de 12m de comprimento apresentou valores estimados de cargas de máxima variando de 8 a 10% acima dos valores obtidos pelas provas de carga.

Para a estaca de 23m de comprimento, o método de Décourt (1996) estimou valor de carga máxima próximo ao valor atingido pela prova de carga.

Observando-se as figuras apresentadas (5.26 até 5.28) verifica-se que para todas as estacas estudadas, o ponto referente a 90% da carga máxima obtida pela prova de carga apresentou valores de P_{DC}/PC maiores que a unidade. Este fato também ocorreu para as estacas T1 e T3 quando verificada a carga intermediária referente a 80% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Observando-se os valores das cargas máximas estimadas considerando-se recalques referentes às cargas intermediárias em estudo verifica-se que a estaca T1 apresentou valor médio de P_{DC}/PC referente a 0,94, desvio padrão equivalente a 0,32, coeficiente de variação igual a 34% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,37 e -0,48. A estaca T2 apresentou valor médio de P_{DC}/PC referente a 0,98, desvio padrão equivalente a 0,36, coeficiente de variação igual a 36,7% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,64 e -0,46. A estaca T3 apresentou valor

médio de P_{DC}/PC referente a 1,0, desvio padrão equivalente a 0,3, coeficiente de variação igual a 30% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,38 e -0,44.

5.2.4.1.5 Estacas escavadas

Foram estimadas cargas máximas para as estacas escavadas, de 12m de comprimento e 400 mm de diâmetro, pelo método de Décourt (1996)

Entretanto, como as provas de carga referentes às estacas EC01 e EC03 tiveram de ser encerradas de maneira antecipada em função da insuficiência do sistema de reação, estimou-se somente para estas a carga máxima considerando o recalque máximo atingido na prova de carga.

São apresentadas na tabela 5.76 as cargas máximas estimadas por meio do método em estudo considerando-se 100% da carga máxima encontrada pelas provas de carga. Nas tabelas 5.77 a 5.81 são apresentadas as cargas máximas estimadas considerando-se as cargas intermediárias em estudo.

Tabela 5.76. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques máximos atingidos nas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DC} (kN)	P_{DC}/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
EC01	12	400	600*/700#	843	1,40*/1,20#			
EC02	12	400	600	723	1,20	1,26*/	0,10*/	8,0*/
EC03	12	400	600*/630#	709	1,18*/1,12#	1,17#	0,04#	3,4#

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimado por Van der Veen (1953).

Tabela 5.77. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC50\%}$ (kN)	$P_{DC50\%}$/ PC
EC02	12	400	600	441	0,73

Tabela 5.78. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC60\%}$ (kN)	$P_{DC60\%}$/ PC
EC02	12	400	600	581	0,97

Tabela 5.79. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC70\%}$ (kN)	$P_{DC70\%}$/ PC
EC02	12	400	600	676	1,12

Tabela 5.80. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC80\%}$ (kN)	$P_{DC80\%}$/ PC
EC02	12	400	600	700	1,17

Tabela 5.81. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC90\%}$ (kN)	$P_{DC90\%}$/ PC
EC02	12	400	600	927	1,54

Na figura 5.29 são apresentados os valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) obtidos para a estaca escavada EC02.

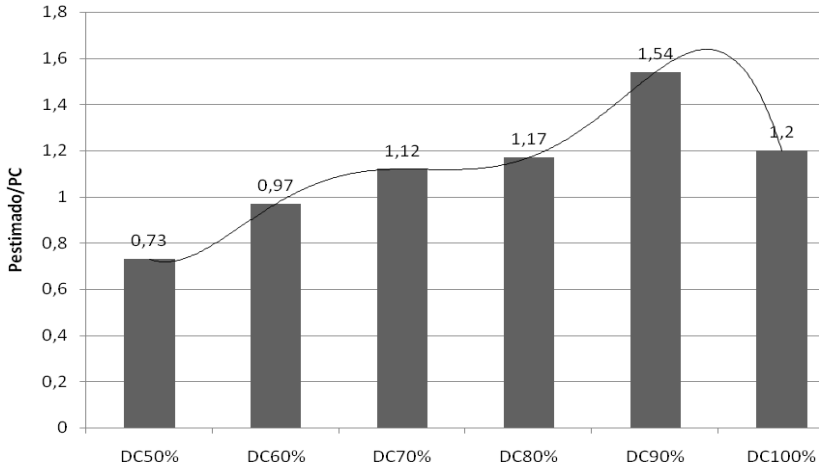


Figura 5.29 - Valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca escavada EC02.

Observando-se os valores apresentados na tabela 5.76, verifica-se que os valores de P_{DC}/PC foram maiores que a unidade.

Observando-se a figura 5.29 percebe-se que acima da carga referente a 60% da carga máxima obtida pela prova de carga, todos os valores de P_{DC}/PC obtidos foram acima da unidade.

Observando-se os valores das cargas máximas estimadas considerando-se recalques referentes às cargas intermediárias de 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga, a estaca escavada EC02 apresentou valor médio de P_{DC}/PC referente a 1,11, desvio padrão de 0,27, coeficiente de variação de 24,3% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,43 e -0,38.

5.2.4.1.6 Estacas hélice contínua

Foram estimadas cargas máximas para as estacas hélice contínuas, de 12m de comprimento e 400 mm de diâmetro utilizando-se o método de Décourt (1996).

Porém as provas de carga executadas para as estacas HC01 e HC03 tiveram de ser prematuramente interrompidas em função do esgotamento da resistência do sistema de reação, dessa maneira estimou-se somente pelo método as cargas máximas utilizando os máximos recalques observados nas provas de carga.

Para a estaca HC02 o método de Van der Veen (1953) apresentou valor de carga de máxima estimada semelhante à máxima carga obtida pela prova. Dessa maneira, para esta

estaca, foram determinadas pelo método as cargas máximas considerando-se pontos situados em recalques ocorridos até 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

São apresentadas na tabela 5.82 as cargas máximas estimadas para as três estacas ensaiadas por meio do método considerando-se recalques máximos atingidos nas provas de carga.

Nas tabelas 5.83 a 5.87 são apresentadas as cargas máximas estimadas para a estaca HC02 considerando-se as cargas intermediárias em estudo.

Tabela 5.82. Cargas máximas estimadas por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques máximos atingidos nas provas de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DC} (kN)	P_{DC}/ PC	P_{DC}/PC Médio.	Desvio Padrão	Cv (%)
HC01	12	400	600*/700#	987	1,64*/1,41#			
HC02	12	400	600*/600#	750	1,25*/1,25#	1,44*/ 1,30#	0,16*/ 0,08#	11*/ 6,0#
HC03	12	400	600*/700#	867	1,44*/1,24#			

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimado por Van der Veen (1953).

Tabela 5.83. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 50% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC50\%}$ (kN)	$P_{DC50\%}$/ PC
HC02	12	400	600*/600#	484	0,81

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimado por Van der Veen (1953).

Tabela 5.84. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 60% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC60\%}$ (kN)	$P_{DC60\%}$/ PC
HC02	12	400	600*/600#	533	0,89

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimado por Van der Veen (1953).

Tabela 5.85. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 70% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC70\%}$ (kN)	$P_{DC70\%}$/ PC
HC02	12	400	600*/600#	700	1,17

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimado por Van der Veen (1953).

Tabela 5.86. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 80% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC80\%}$ (kN)	$P_{DC80\%}$/ PC
HC02	12	400	600*/600#	603	1,0

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimado por Van der Veen (1953).

Tabela 5.87. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque atingido até 90% da carga máxima obtida pela prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	$P_{DC90\%}$ (kN)	$P_{DC90\%}$/ PC
HC02	12	400	600*/600#	712	1,18

* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Valor estimado por Van der Veen (1953).

Na figura 5.30 são apresentados os valores de P_{DC}/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) obtidos para a estaca escavada HC02.

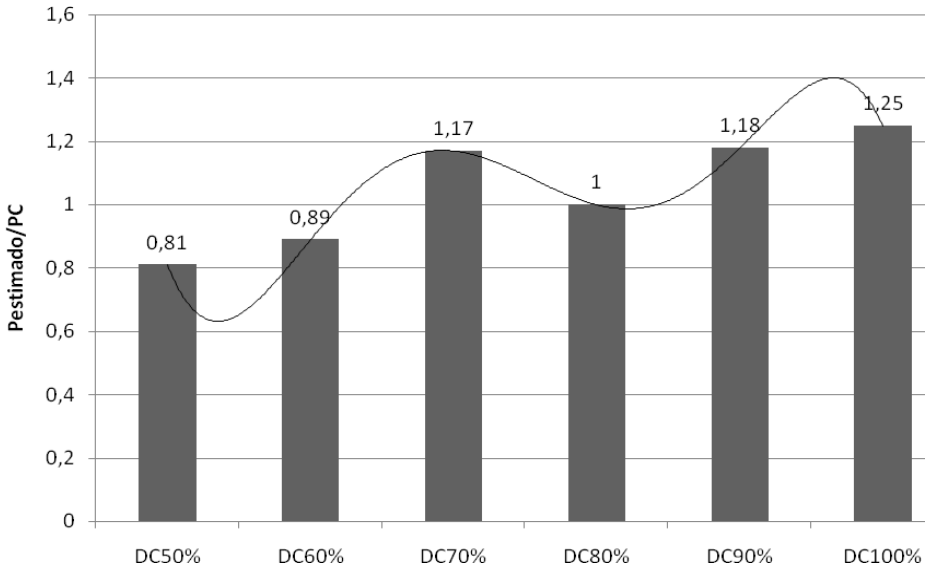


Figura 5.30 - Valores de P_D/PC obtidos pelo método de Décourt (1996) para a estaca hélice contínua HC02.

Por meio da tabela 5.82 pode-se verificar que o método de Décourt (1996) valores de P_D/PC maiores que a unidade.

Verificando-se os valores das cargas máximas estimadas considerando-se as cargas intermediárias em estudo, observa-se que a estaca hélice contínua HC02 apresentou valor médio de P_{DC}/PC igual a 1,0, desvio padrão equivalente a 0,15, coeficiente de variação igual a 15% e desvios máximos e mínimos em relação à média equivalente a +0,17 e -0,20.

5.2.4.1.7 Estaca ômega

Da mesma maneira que o ocorrido para algumas estacas já mencionadas, a prova de carga executada para a estaca ômega teve de ser prematuramente interrompida em função da baixa capacidade do sistema de reação.

Dessa maneira é apresentada na tabela 5.88 a carga máxima estimada pelo método de Décourt (1996) considerando-se o recalque máximo atingido na prova de carga.

Tabela 5.88. Carga máxima estimada por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalque máximo atingido na prova de carga.

Estaca	L (m)	D(mm)	PC (kN)	P_{DC} (kN)	P_{DC}/ PC
OM01	12	370	900*/1051#	1287	1,43*/1,22#

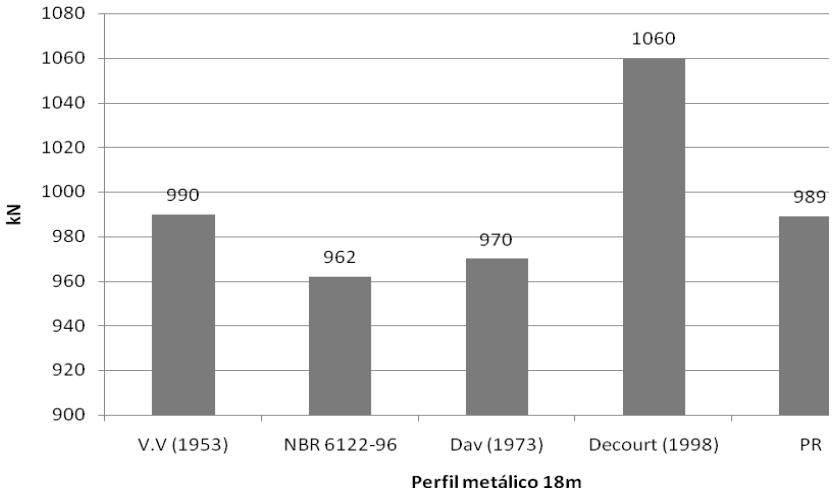
* Carga máxima obtida no ensaio em função da insuficiência do sistema de reação, # Estimado por Van der Veen (1953).

5.3 COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS UTILIZADOS NESTA PESQUISA

São apresentados a seguir gráficos comparativos entre os métodos estudados neste capítulo. Os gráficos apresentam as cargas máximas estimadas, considerando-se máximo recalque atingido nas provas de carga.

5.3.1 Estacas metálicas tipo perfil I

A figura 5.31 traz a comparação entre os valores de carga máxima estimadas para o perfil de 18m pelos métodos estudados neste capítulo.



PR=Carga máxima média obtida pela prova de carga.

Figura 5.31. Comparação entre os valores de cargas máximas obtidas por meio de cada método, a partir do deslocamento máximo do ensaio. (perfil 18m).

Verificando-se métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) pode-se verificar que ambos apresentaram valores carga máxima estimados superiores que o valor médio de carga máxima determinado pelas provas de carga.

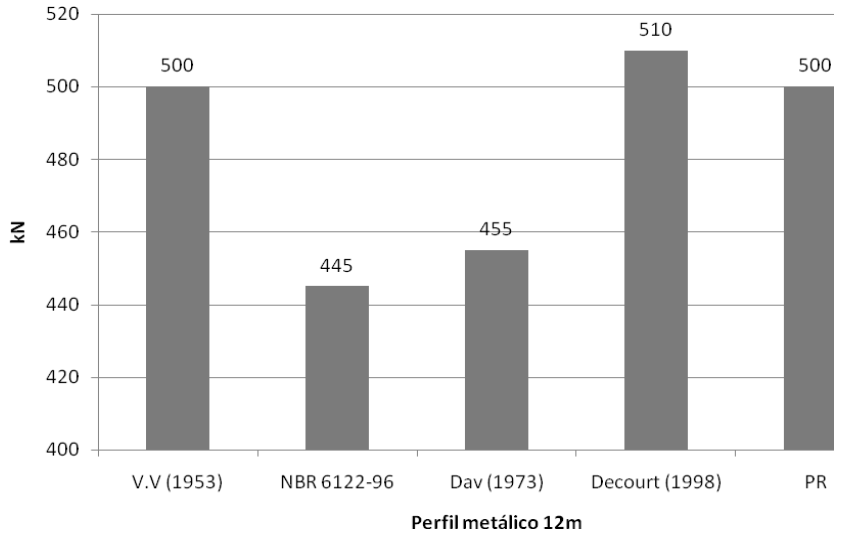
O método de Décourt (1996) apresentou uma carga de máxima estimada média de 7% acima da carga máxima média determinada pela prova de carga.

O método de Van der Veen (1953) apresentou valor médio de carga máxima estimada 1% acima do valor médio de carga máxima obtido pelas provas de carga.

Comparando-se os valores estimados médios obtidos pelos métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) pode-se verificar que o método de Décourt (1996) apresentou valor estimado de carga de máxima aproximadamente 6% acima do valor estimado pelo método de Van der Veen (1953).

Comparando-se o método de Davisson (1973) com o método da NBR 6122/96, verifica-se que o método de Davisson (1973) apresentou valor de carga de máxima acima do valor obtido pelo método da NBR 6122/96. Em comparação ao valor médio obtido pelas provas de carga, ambos os métodos apresentaram valores abaixo deste.

Na figura 5.32 são apresentadas as cargas máximas prevista utilizando-se os métodos estudados neste capítulo para a estaca tipo perfil metálico de 12m de comprimento.



PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

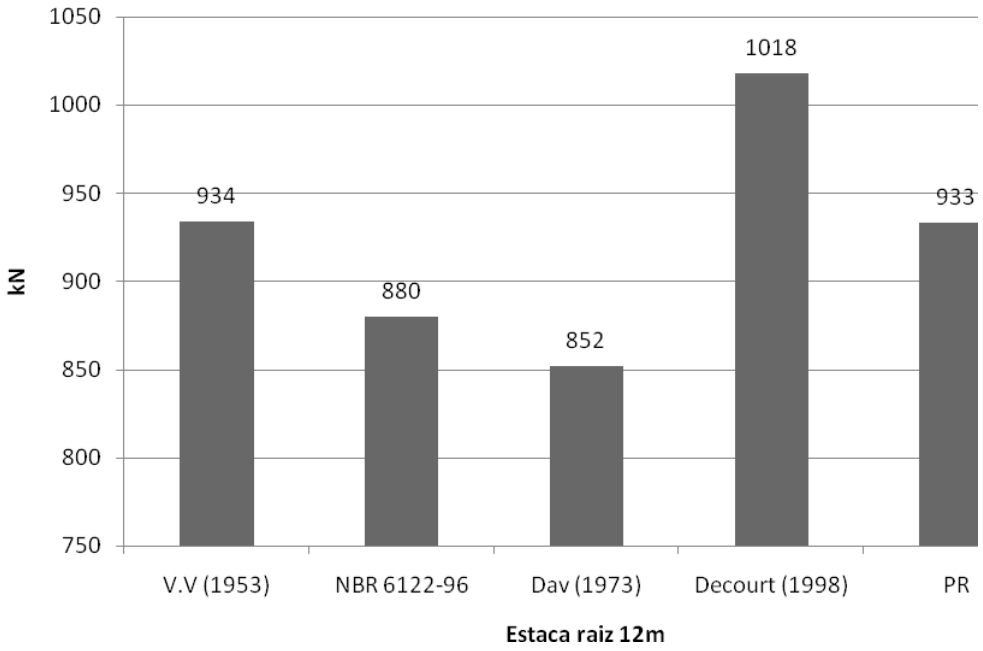
Figura 5.32. Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (perfil 12m).

Da mesma forma que o ocorrido com as estacas de 18m de comprimento, o método de Décourt (1996) apresentou valor de carga de máxima superior às obtidas pela prova de carga e pelo método de Van der Veen (1953).

Os métodos de Davisson (1973) e NBR 6122/96 também apresentaram valores de carga máxima próximos. O valor obtido pelo método de Davisson (1973) foi cerca de 2% maior que o valor estimado pelo método NBR 6122/96. Em relação aos valores de carga máxima obtidos pelas provas de carga, ambos os métodos foram conservadores.

5.3.2 Estacas raiz

Na figura 5.33 são apresentados os valores médios de carga de ruptura estimados para as estacas raiz de 12m de comprimento.



PR=Carga máxima média obtida pela prova de carga.

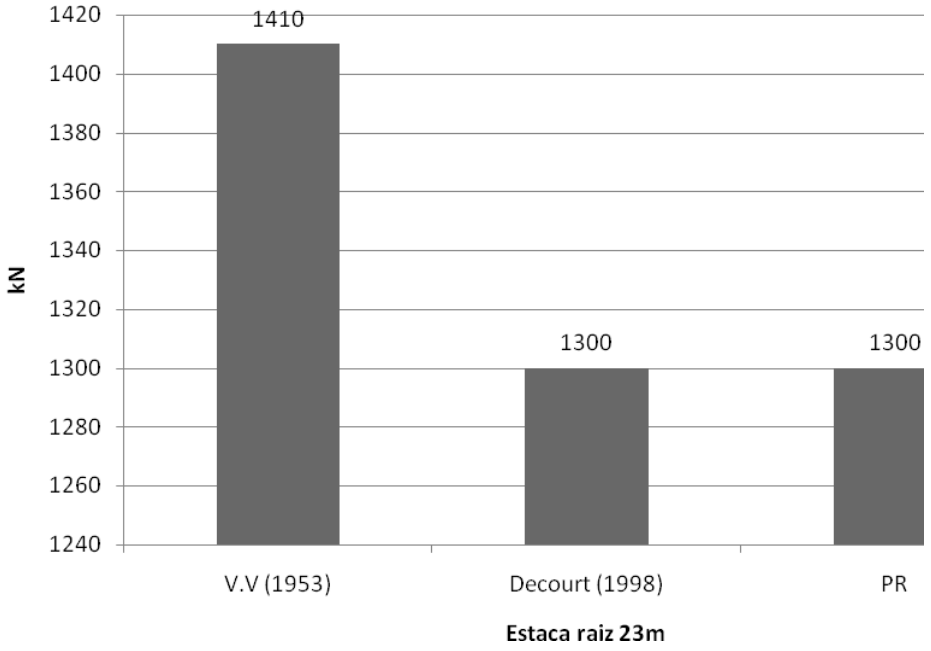
Figura 5.33. Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (estaca raiz 12m).

Observando-se a figura 5.33 pode-se verificar que da mesma forma que o ocorrido para as estacas metálicas tipo perfil, o método de Décourt (1996) previu valor de carga

máxima superior às cargas obtidas por meio das provas de carga e pelo método de Van der Veen (1953).

Entretanto, diferente do ocorrido com as estacas metálicas tipo perfil, o método da NBR 6122/96 apresentou valor de carga máxima estimada 3% superior que o valor obtido pelo método de Davisson (1973). Ambos os métodos apresentaram valores médios de carga inferiores à carga média obtida pelas provas de carga.

A figura 5.34 apresenta os valores de carga máxima estimados para a estaca raiz de 23m de comprimento. Deve-se salientar que os métodos de Davisson (1973) de NBR 6122/96 não foram possíveis de serem aplicados, uma vez que esta estaca não apresentou recalque suficiente, conforme já demonstrado nas figuras 5.14 e 5.19 anteriormente apresentadas.



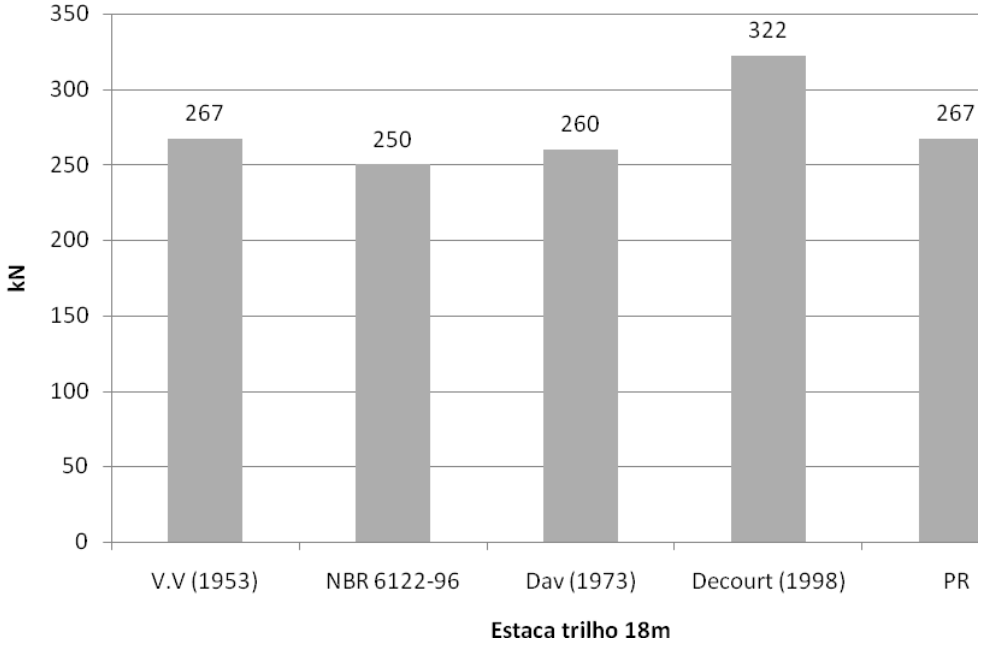
PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

Figura 5.34. Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (estaca raiz 23m).

Por meio da figura 5.35 pode-se observar que o valor previsto de carga máxima por meio do método de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) foram semelhantes, havendo uma variação de aproximadamente 8% entre um método e outro.

5.3.3 Estacas metálicas tipo trilho TR-37

Na figura 5.35 são apresentados os valores de carga máxima previstos para a estaca metálica tipo trilho de 18m de comprimento.



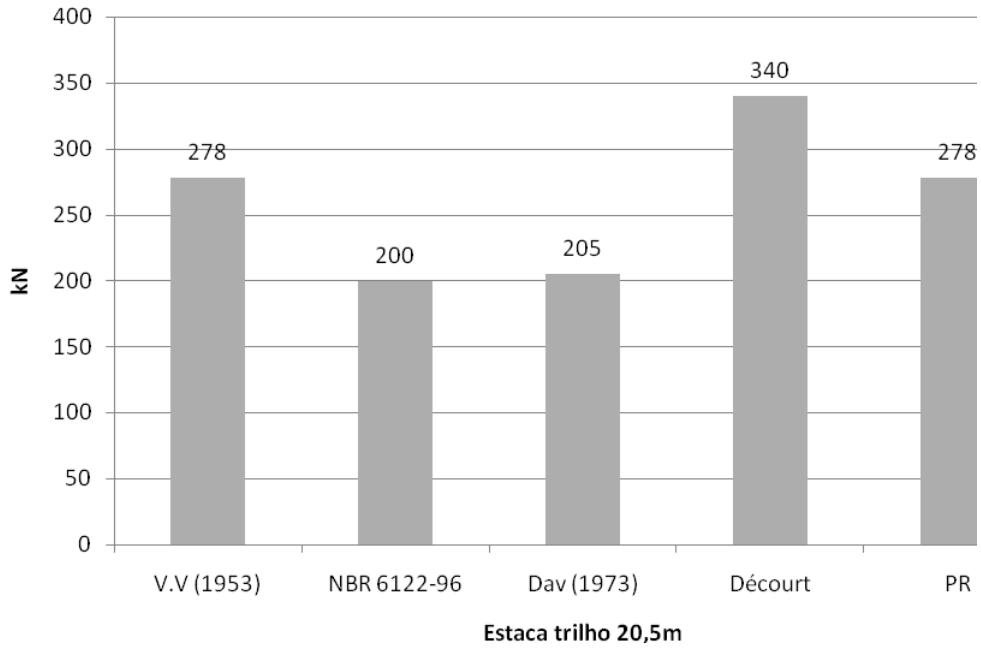
PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

Figura 5.35. Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (trilho 18m).

Por meio da figura 5.35 observa-se que o método de Décourt (1996) apresentou valor de carga prevista superior ao método de Van der Veen (1953) e acima do obtido pela prova de carga.

A carga estimada pelo método de Davisson (1973) foi 4% superior a carga estimada pelo método da NBR 6122/96.

Na figura 5.36 são apresentadas as cargas máximas previstas para a estaca tipo trilho de 20,5m de comprimento.



PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

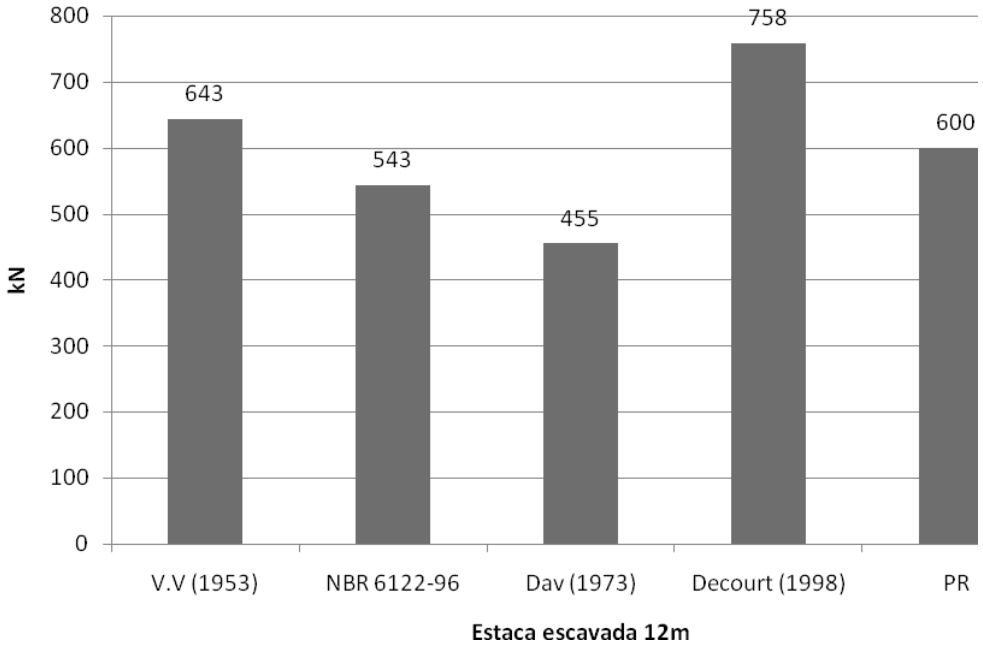
Figura 5.36. Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (trilho 20,5m).

Observando-se a figura 5.36 verifica-se que o método de Décourt (1996) apresentou valor de carga estimada superior ao método de Van der Veen (1953) e àquela obtida pela prova de carga.

Para os métodos de Davisson (1973) e NBR 6122/96 os valores de carga estimada foram próximos.

5.3.4 Estacas escavadas

Na figura 5.37 são apresentadas as cargas máximas médias estimadas para as estacas escavadas.



PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

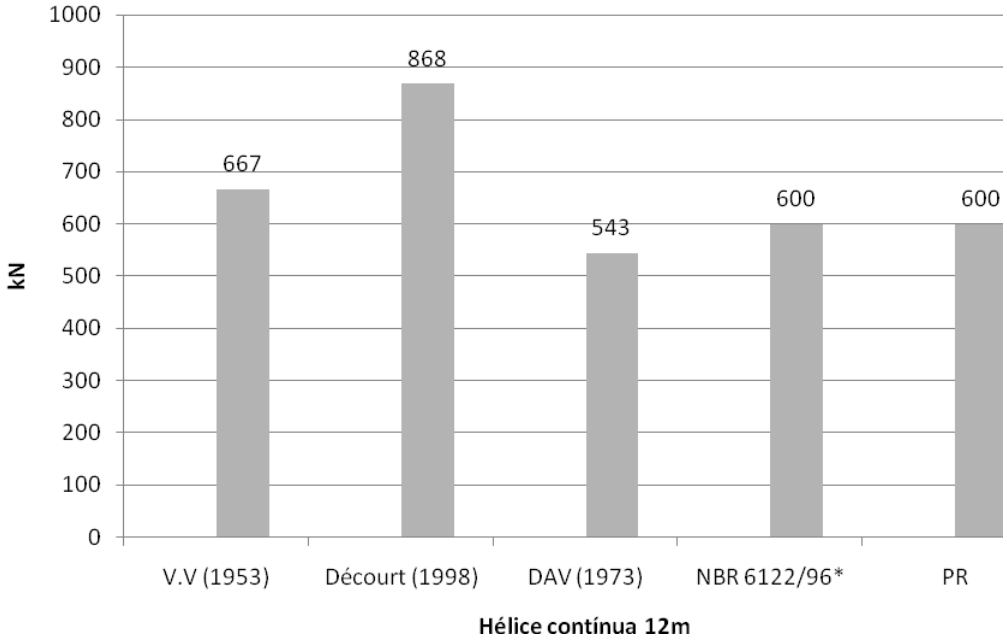
Figura 5.37. Comparação entre os valores de cargas máxima previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (escavada 12m).

Por meio da figura 5.37 percebe-se que o método de Décourt (1996) apresentou valor médio de carga estimada superior ao valor estimado pelo método de Van der Veen (1953).

O método da NBR 6122/96 apresentou valor de carga média estimada superior ao valor obtido por meio do método de Davisson (1973).

5.3.5 Estacas hélice contínua

A figura 5.38 apresenta os valores médios estimados de carga máxima para as estacas hélice contínua.



PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

Figura 5.38. Comparação entre os valores de carga máxima previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio.*Valor referente a estaca HC03 (hélice contínua 12m).

Assumindo-se a figura 5.38 verifica-se que o método de Décourt (1998) apresentou valor de carga máxima estimada superior ao valor obtido pelo método de Van der Veen (1953).

O método da NBR 6122/96 apresentou valor de carga máxima estimada acima daquela estimada pelo método de Davisson (1973).

5.3.6 Estaca pré-moldada

A figura 5.39 apresenta os valores médios estimados de carga máxima para a estaca pré-moldada.

PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

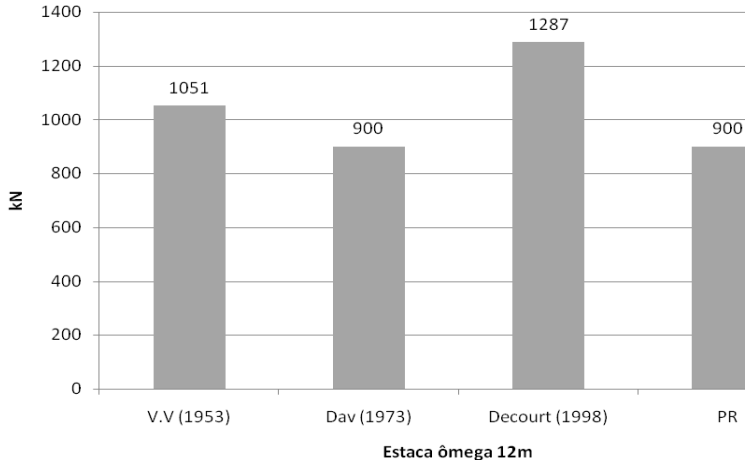
Figura 5.39. Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (pré-moldada 12m).

Por meio da figura 5.39 percebe-se que os métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) apresentaram valores de carga estimados próximos àquele apresentado pela prova de carga. O método de Décourt (1996) apresentou valor pouco acima dos valores obtidos pela prova de carga e pelo método de Van der Veen (1953).

Comparando-se os métodos da NBR 6122/96 com o método de Davison (1973), ambos apresentaram valores de carga máxima estimada semelhantes. Entretanto o método da NBR 6122/96 apresentou valor de carga máxima superior ao valor estimado por meio do método de Davisson (1973).

5.3.7 Estaca ômega

A figura 5.40 apresenta os valores médios estimados de carga máxima para a estaca tipo ômega.



PR=Carga máxima obtida pela prova de carga.

Figura 5.40. Comparação entre os valores de cargas máximas previstas por meio de cada método , a partir do deslocamento máximo do ensaio (ômega 12m).

Observando-se a figura 5.40 percebe-se que o método de Décourt (1996) apresentou valor de carga máxima estimada superior ao estimado por meio do método de Van der Veen (1953).

O método de Davisson (1973) estimou valor de carga máxima equivalente a carga máxima obtida pela prova de carga. Deve-se salientar que este valor de PR (carga máxima obtida na prova de carga) se deve ao fato da prova de carga ter sido prematuramente interrompida em função de dificuldades encontradas durante a sua execução.

O método da norma NBR 6122/96 não foi possível de ser aplicado pelo fato da estaca não ter apresentado recalque suficiente.

A figura 5.41 apresenta uma comparação entre valores obtidos de $P_{estimado}$/PC determinados para cada método considerado, para o deslocamento máximo atingido na prova de carga. Na tabela 5.89 são apresentados valores de $P_{estimado}$/PC médios obtidos para cada método considerando-se máximo recalque atingido nas provas de carga. Na tabela 5.90 são apresentados valores de $P_{estimado}$/PC médios obtidos para por meio dos métodos de

Van der Veen (1953) e Décourt (1996) considerando-se as cargas intermediárias em estudo.

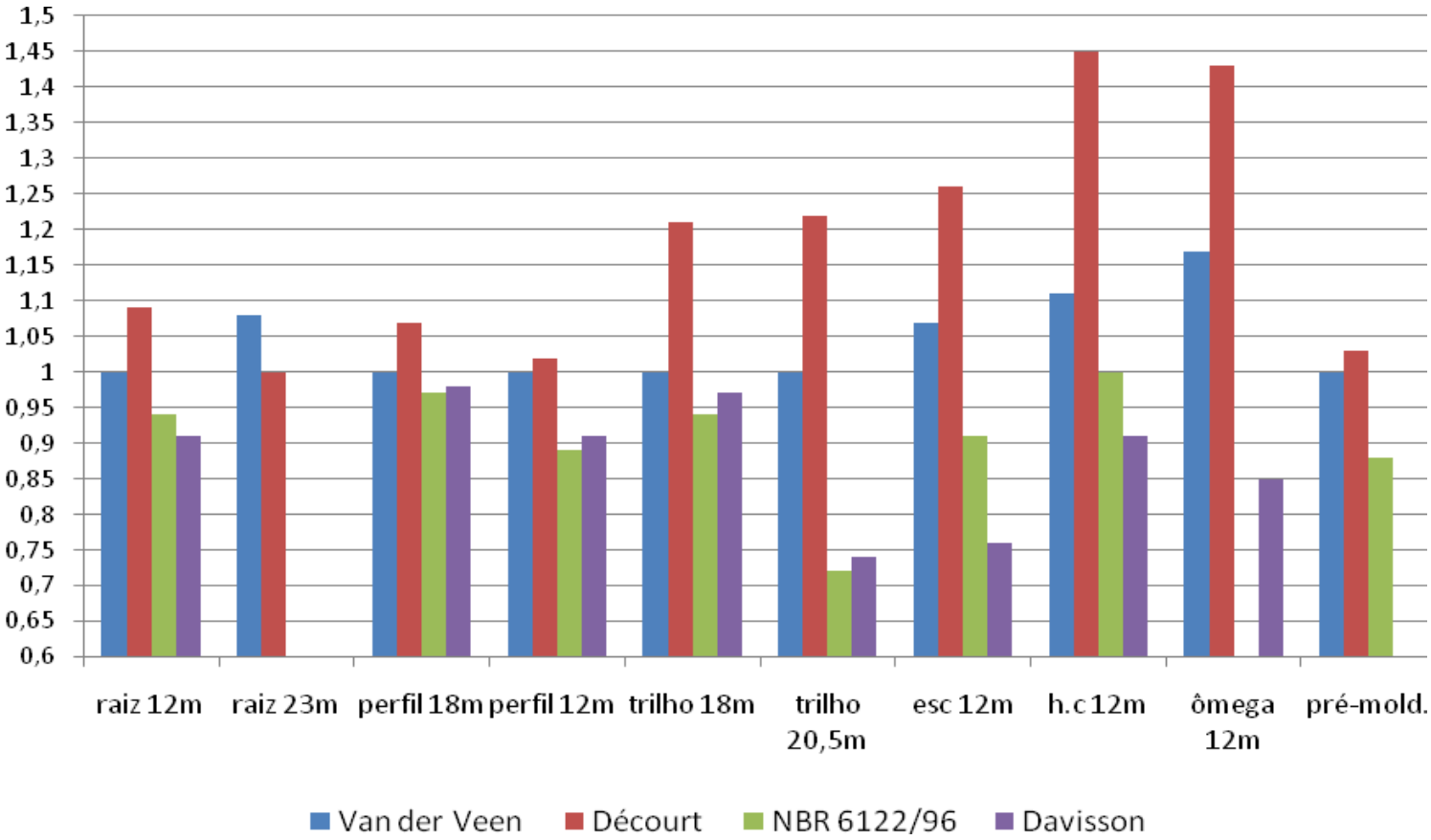


Figura 5.41. Comparação entre os métodos estudados ($P_{estimado}$/PC), para o deslocamento máximo atingido na prova de carga.

Tabela 5.89. Valores de $P_{estimado}$/PC médios obtidos para cada método considerando-se carga máxima obtida na prova de carga.

Estaca	D (mm)	L (m)	V.V/PC	DC/PC	NBR/PC	DAV/PC
Raiz	410	12	1,0	1,09	0,94	0,91
Raiz	310	23	1,08	1,0	****	****
Perfil metálico	350	18	1,0	1,07	0,97	0,98
Perfil metálico	350	12	1,0	1,02	0,89	0,91
Trilho TR37	140	18	1,0	1,21	0,94	0,97
Trilho TR37	140	20,5	1,0	1,22	0,72	0,74
Escavada	400	12	1,07	1,26	0,91	0,76
Hélice contínua	400	12	1,11	1,45	1,0	0,91
Ômega	370	12	1,17	1,43	****	0,85
Pré-moldada de concreto	180	12	1,0	1,03	0,88	****

Tabela 5.90. Valores de $P_{estimado}$/PC médios obtidos utilizando-se os métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) considerando-se as cargas intermediárias em estudo.

Estaca	D (mm)	L (m)	50%	60%	70%	80%	90%	Pvv/PC médio	Sd*	Cv* (%)
								P_{DC}/PC médio	Sd**	Cv** (%)
Raiz	410	12	0,50*	0,65*	0,76*	0,91*	1,0*	0,76*	0,20*	26,3*
			0,53**	0,81**	0,98**	1,19**	1,46**	0,99**	0,36**	36,4**
Perfil metálico	350	18	1,35*	2,18*	2,92*	2,57*	1,90*	2,18*	0,61*	28,0*
			2,88**	4,3**	3,61**	3,37**	2,14**	2,78**	0,81**	29,1**
Perfil metálico	350	12	0,68*	0,79*	0,96*	0,87*	0,90*	0,84*	0,11*	13,1*
			3,11**	1,01**	1,56**	1,03**	1,0**	1,61**	0,91**	56,5**
Trilho TR37	140	18	0,91*	1,45*	3,32*	1,54*	1,70*	1,78*	0,91*	51,1*
			0,76**	0,91**	1,70**	1,76**	1,93**	1,41**	0,54**	38,3**
Trilho TR37	140	20,5	0,76*	0,85*	1,20*	0,80*	1,03*	0,93*	0,18*	19,3*
			0,52**	1,76**	3,47**	0,86**	0,95**	1,51**	1,19**	78,8**
Escavada	400	12	0,6*	0,74*	0,87*	0,95*	1,11*	1,31*	0,20*	15,3*
			0,73**	0,97**	1,12**	1,17**	1,54**	1,11**	0,30**	27,0**
Hélice contínua	400	12	0,77*	0,76*	0,80*	0,88*	1,0*	0,84*	0,10*	11,9*
			0,81**	0,89**	1,17**	1,0**	1,18**	1,01**	0,17**	16,8**
Pré-moldada	180	12	0,56*	0,68*	0,70*	0,80*	0,91*	0,73*	0,13*	17,8*
			0,32**	0,63**	0,98**	1,04**	1,03**	0,80**	0,32**	40,0**

* Estimado por Van der Veen (1953), ** Estimado por Décourt (1996), Sd=desvio padrão, Cv=coeficiente de variação.

Nas tabelas 5.91 e 5.92 são apresentados valores de $P_{estimado}$/PC médios, calculados considerando-se todas as estacas estudadas, obtidos pelos métodos de Décourt (1996) e Van der Veen (1953).

Tabela 5.91. Valores de $P_{V.V}$/PC médios para todas as estacas obtidos por meio do método de Van der Veen (1953) considerando-se recalques atingidos até 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga.

	50%	60%	70%	80%	90%
Média	0,77	1,01	1,44	1,17	1,19
Desvio Padrão	0,27	0,54	1,05	0,62	0,38
Cv (%)	35,0	53,5	73,0	53,0	32,0
Valor máximo	1,35	2,18	3,32	2,57	1,7
Valor mínimo	0,5	0,65	0,7	0,8	0,9
Máx-méd.*	+0,58	+1,17	+1,88	+1,41	+0,51
Min-méd.**	-0,27	-0,36	-0,74	-0,37	-0,29

*Valor máximo menos o valor médio, ** Valor mínimo menos o valor médio.

Tabela 5.92. Valores de $P_{D.C}$/PC médios para todas as estacas obtidos por meio do método de Décourt (1996) considerando-se recalques atingidos até 50, 60, 70, 80 e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga.

	50%	60%	70%	80%	90%
Média	1,21	1,41	1,31	1,43	1,40
Desvio Padrão	1,12	1,21	1,09	0,83	0,45
Cv (%)	92,6	86,0	83,2	58,0	32,1
Valor máximo	3,11	4,3	3,61	3,37	2,14
Valor mínimo	0,32	0,63	0,98	1	0,95
Máx-méd.	+1,90	+2,89	+2,30	+1,94	+0,74
Min-méd.	-0,89	-0,78	-0,33	-0,43	-0,45

*Valor máximo menos o valor médio, ** Valor mínimo menos o valor médio.

5.3.6 Considerações finais

Em relação ao que foi exposto podem ser feitas as seguintes considerações:

Analisando-se valores de recalques correspondentes à carga máxima do ensaio, considerando-a como próxima à carga de ruptura em função da magnitude dos deslocamentos apresentados, o Método de Van der Veen (1953), foi o que mais se aproximou da relação $P_{v.v}$/PC =1 (Tabela 5.89). Para esta condição o Método de Décourt (1996) apresentou valores de P_{DC}/PC geralmente maior que a unidade (Tabela 5.89).

Considerando-se valores de recalques correspondentes a 60% a 90% das cargas máximas dos ensaios (Tabela 5.90), para o Método de Van der Veen (1953), com excessão de um perfil metálico e um trilho, os valores de $P_{estimado}$/PC ficaram geralmente abaixo da unidade, com valor mínimo de 0,65 e máximo de 1,20. Para esta mesma condição o Método de Décourt (1996) apresentou valores de $P_{estimado}$/PC tanto acima como abaixo da unidade, apresentando valor máximo de 3,47 e mínimo de 0,63.

5.3.6.1 Em relação às cargas previstas pelos métodos estudados

Considerando-se nas análises os recalques máximos atingidos, o método de Van der Veen (1953) foi o que apresentou valores de $P_{V.V}$/PC mais próximos da unidade em comparação ao método de Décourt (1996).

Por meio da verificação da tabela 5.90 percebe-se que de uma maneira geral, o método de Van der Veen (1953) em comparação com o método de Décourt (1996) apresentou menores valores de coeficiente de variação, quando estimados valores médios de Pv.v/PC considerando-se todas as cargas intermediárias estudadas.

Para a utilização dos métodos de Davisson (1973) e da NBR 6122/96 é necessário que as provas de carga sejam conduzidas até um recalque mínimo, uma vez que este valor não seja alcançado os métodos não poderão ser aplicados.

Os métodos de Davisson (1973) e da NBR 6122-96 apresentaram valores de P_{DV}/PC e P_{NBR}/PC inferiores à unidade em todas as estacas estudadas.

Comparando-se o método da NBR 6122/96 com o método de Davisson (1973) ambos apresentaram, na maioria dos casos, valores semelhantes de carga máxima estimada.

Os valores de carga estimados pelos métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996) variaram de acordo com o estágio de carregamento (50%, 60%,70%,80% e 90% da carga máxima obtida pela prova de carga).

5.3.6.2 Em relação às cargas máximas estimadas considerando-se recalques atingidos até 50, 60, 70, 80 e 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga

Os métodos de previsão de carga são utilizados quando não se atingiu na prova de carga um recalque que indicasse uma provável ruptura da ligação estaca solo. Neste sentido é importante verificar sua aplicação na previsão das cargas máximas, para valores de carga inferiores ao valor da ruptura convencionada. Desta maneira, fazem-se os seguintes comentários a respeito dos métodos analisados, para valores de carga inferiores a carga de ruptura:

5.3.6.2.1 Em relação ao método de Van der Veen (1953)

Observando-se a tabela 5.90 verifica-se que as estacas cravadas tipo perfil metálico de 12m, trilho de 20,5m e pré moldada; apresentaram valores de Pv.v/PC médios mais próximos da unidade considerando-se as cargas intermediárias estudadas. Para as estacas tipo perfil de 18m e trilho de 18m; os valores de Pv.v/PC médios apresentaram variabilidade e magnitudes acima da unidade.

Para as estacas raiz, escavada e hélice contínua o método de Van der Veen (1953) apresentou-se aplicável, uma vez que apresentou, de uma maneira geral, valores de Pv.v/PC próximos da unidade. Dessa forma, pode-se assumir que este método seria adequado para a previsão da carga de ruptura caso a prova de carga fosse prematuramente interrompida em carregamentos iguais ou superiores a PC/2, desde que se tenham condições semelhantes às estudadas nesta pesquisa.

O método de Van der Veen (1953) apresentou, de acordo com a tabela 5.91, valor médio de Pv.v/PC, obtido para todas as estacas e para as cargas referentes a 50% das cargas máxima obtida pelas provas de carga igual a 0,77, desvio padrão de 0,27 e coeficiente de variação igual a 35%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de Pv.v/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,58 e -0,27.

Para as cargas intermediárias referentes a 60% das cargas máximas obtida pelas provas de carga o valor médio de Pv.v/PC, obtido para todas as estacas foi igual a 1,01, desvio padrão de 0,54 e coeficiente de variação igual a 53,5%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de Pv.v/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,17 e -0,36.

Para as cargas intermediárias referentes a 70% das cargas máximas obtida pelas provas de carga o valor médio de Pv.v/PC, obtido para todas as estacas foi igual a 1,44, desvio padrão de 1,05 e coeficiente de variação igual a 73%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de Pv.v/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,88 e -0,74.

Para as cargas intermediárias referentes a 80% das cargas máximas obtida pelas provas de carga o valor médio de Pv.v/PC, obtido para todas as estacas foi igual a 1,17, desvio padrão de 0,62 e coeficiente de variação igual a 53%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de Pv.v/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,41 e -0,37.

Para as cargas intermediárias referentes a 90% das cargas máximas obtida pelas provas de carga o valor médio de Pv.v/PC, obtido para todas as estacas foi igual a 1,19, desvio padrão de 0,38 e coeficiente de variação igual a 32%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de Pv.v/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,51 e -0,29.

5.3.6.2.2 Em relação ao Método de Décourt (1996)

O método de Décourt (1996) apresentou para as estacas raiz (12m), hélice contínua, escavada e pré-moldada, de acordo com a tabela 5.90, valores de P_{DC}/PC médios

(considerando-se todas as cargas intermediárias estudadas) mais próximos da unidade. Para as demais estacas estudadas, o método conduziu a valores de P_{DC}/PC maiores que a unidade.

O método de Décourt (1996) apresentou, de acordo com a tabela 5.92, valor médio de $P_{D.C}$/PC, obtido considerando-se todas as estacas estudadas e as cargas referentes a 50% das cargas máxima obtida pelas provas de carga igual a 1,21 e desvio padrão de 1,12. Em relação às diferenças entre a média e os valores de $P_{estimados}$/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,90 e -0,89.

Para as cargas intermediárias referentes a 60% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga o valor médio de $P_{D.C}$/PC, obtido considerando-se todas as estacas estudadas foi igual a 1,41 e desvio padrão de 1,21. Em relação às diferenças entre a média e os valores de $P_{D.C}$/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +2,89 e -0,78.

Para as cargas intermediárias referentes a 70% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga o valor médio de $P_{D.C}$/PC, obtido considerando-se todas as estacas estudadas foi igual a 1,31 e desvio padrão de 1,09. Em relação às diferenças entre a média e os valores de $P_{D.C}$/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +2,30 e -0,33.

Para as cargas intermediárias referentes a 80% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga o valor médio de $P_{D.C}$/PC, obtido considerando-se todas as estacas estudadas foi igual a 1,43 e desvio padrão de 0,83. Em relação às diferenças entre a média e os valores de $P_{estimados}$/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,94 e -0,43.

Para as cargas intermediárias referentes a 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga o valor médio de $P_{D.C}$/PC, obtido considerando-se todas as estacas foi igual a 1,40 e desvio padrão de 0,45. Em relação às diferenças entre a média e os valores de $P_{D.C}$/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,74 e -0,45.

CAPÍTULO 6

EXECUÇÃO E INTERPRETAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA NAS ESTACAS TIPO RAIZ

6.1 EXECUÇÃO DA SEÇÃO DE REFERÊNCIA

Nas três estacas teste, de 12m de comprimento, foram colocadas barras instrumentadas ao longo do fuste nas cotas referente à seção de referência e 5m de profundidade.

Observa-se na figura 6.1, após o arrasamento da cabeça da estaca, a colocação de uma camisa de madeira ao redor do fuste. Esta camisa, executada em todas as estacas antes da execução dos blocos de coroamento, delimita a seção de referência das estacas teste a 0,60m de profundidade e tem como dimensões em planta, 0,45m x 0,45m. Nesta seção foi instalado um primeiro instrumento, que teve como objetivo a determinação do módulo de elasticidade de cada estaca instrumentada. Como a estaca não está em contato com o solo, a carga aplicada na cabeça da estaca é a mesma que chega na seção de referência. Desta maneira, tendo-se a carga aplicada, a seção da estaca, e a deformação fornecida pela instrumentação, determina-se o módulo de elasticidade ($E = F / A \cdot \varepsilon$).

Figura 6.1. Camisa de madeira.

Depois de instalada, travada e escorada a camisa foi fechada na sua parte superior com uma gravata circundando o fuste da estaca, como pode se observar na figura 6.2, para não haver entrada de concreto e detritos. Em seguida a vala foi aterrada. Este processo foi empregado para que não houvesse necessidade de escavar a secção de referência das estacas toda a vez que se fossem executar as provas de cargas. Desta maneira o local ficou isento dos espaços vazios (buracos), o que poderia acarretar acidentes no momento do ensaio.

Figura 6.2. Camisa pronta para ser aterrada.

6.2 CONFECÇÃO E INSTALAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação foi baseada na utilização de extensômetros elétricos de resistência ou "*Strain-Gages*", com o objetivo de obtenção de deformações.

Essas resistências elétricas são solidarizadas a um determinado material (como o aço) e fornecem valores de deformação quando submetidos a determinados tipos de esforços.

Nesta pesquisa utilizou-se a ligação tipo "ponte completa", com 4 extensômetros especiais para aço tipo KFG-2-120-D16-11 – *Kyowa Electronics Instruments*, a qual permite eliminar os efeitos da temperatura e de alguma deformação proveniente da flexão, obtendo-se as deformações provenientes somente dos esforços normais.

Com o objetivo de obter informações relativas à transferência de carga em profundidade foi instalada uma barra de aço instrumentada, calibrada, em cada nível pré-determinado, conforme citado anteriormente.

Os extensômetros elétricos foram colados em barras de aço CA50 (ϕ 12,5mm, L= 0,60m), protegidos contra umidade e choque mecânico através de aplicação de resina especial *Scotchcast* – 3M, calibradas em laboratório, unidas por meio de luvas até formarem uma barra contínua, conforme se pode visualizar na figura 6.3.

Estas barras foram inseridas dentro do tirante depois da concretagem da estaca. Para possibilitar a emenda das barras, utilizou-se o sistema de rosqueamento das pontas, com acoplamento de luvas do mesmo material.

Figura 6.3. Barra instrumentada.

Após a inserção da barra instrumentada foi injetada nata de cimento, por meio da utilização de uma mangueira capilar, dentro do tirante no sentido de baixo para cima.

Utilizou-se um reservatório de aço, em conjunto com um compressor de ar comprimido, para conduzir a nata, com fator água/cimento = 0,45. A figura 6.4 apresenta o reservatório de nata e o compressor de ar utilizado para sua injeção. Apresenta-se na figura 6.5 a injeção da nata de cimento pela mangueira capilar transparente dentro do tirante vazado.

Figura 6.4. Reservatório de nata e compressor de ar.

Figura 6.5. Injeção da nata de cimento pela mangueira. Notar que a barra instrumentada permanece suspensa e travada por um "T" metálico para evitar possíveis flambagens.

6.3 RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES

As estacas tipo raiz T1, T2, e T3 de 12metros de comprimento foram instrumentadas por meio de *strain gages* fixados em uma barra metálica chumbada no interior de cada estaca. A posição destes *strain gages* situava-se a 5,0m de profundidade a partir da superfície do terreno. Foi instalada também instrumentação em uma seção de referência da estaca (onde não havia contato com o solo) a 0,6m acima da superfície do terreno. Esta instrumentação de referência teve como função a obtenção do módulo de elasticidade à tração das estacas ensaiadas.

A figura 6.6 apresenta a curva de calibração da célula de carga, as figuras 6.7, 6.8 e 6.9 apresentam os gráficos necessários para a determinação do módulo de elasticidade à tração das estacas raiz na seção de referência.

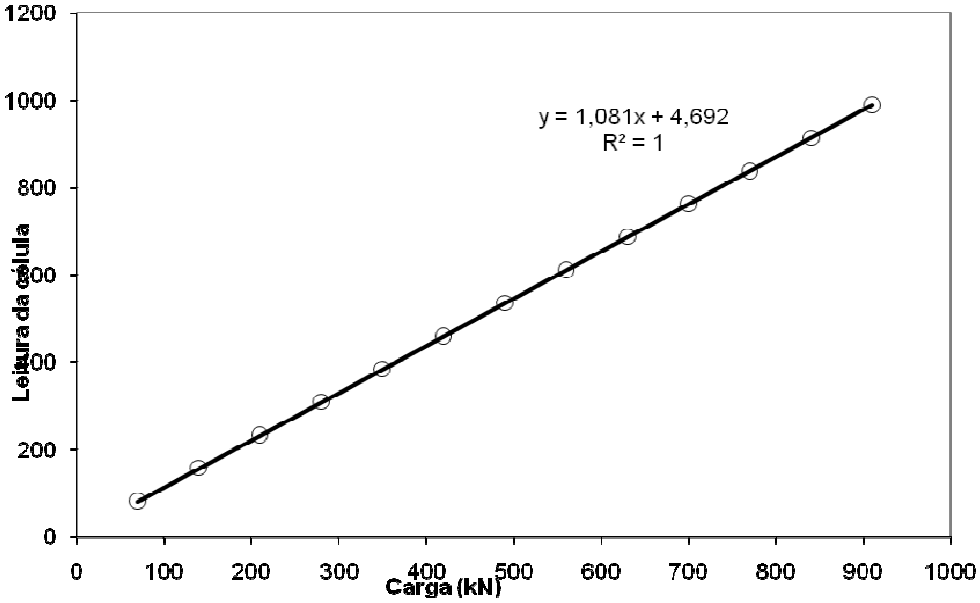


Figura 6.6. Curva de calibração da célula de carga utilizada.

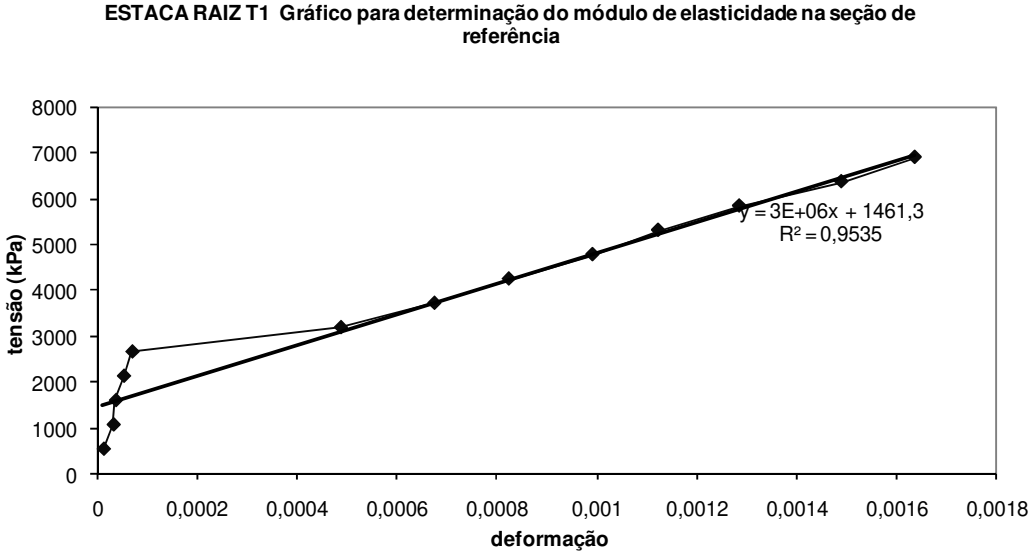


Figura 6.7. Gráfico tensão x deformação obtido na seção de referência, necessário para a determinação do módulo de elasticidade à tração.

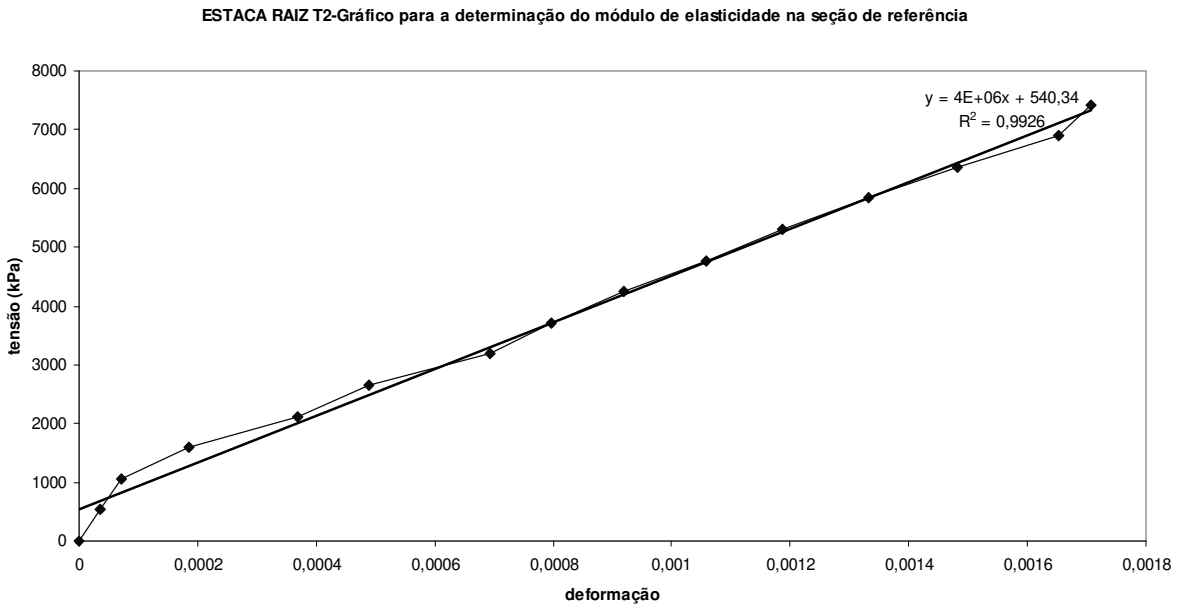


Figura 6.8. Gráfico tensão x deformação obtido na seção de referência, necessário para a determinação do módulo de elasticidade à tração.

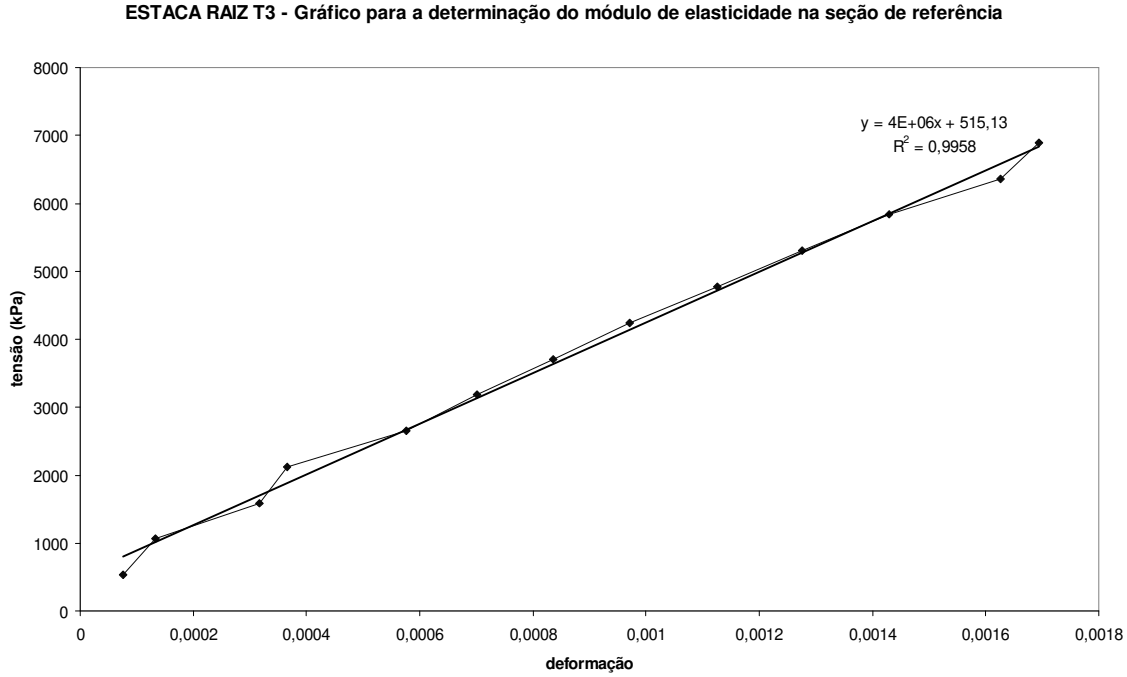


Figura 6.9. Gráfico tensão x deformação obtido na seção de referência, necessário para a determinação do módulo de elasticidade à tração.

Observando-se as figuras 6.7 a 6.9 é possível verificar o comportamento da curva tensão x deformação na região da cabeça da estaca. A linearidade das curvas e os valores satisfatórios de R^2 indicam o bom funcionamento da instrumentação.

Para a determinação dos valores de transferência de carga é de grande importância o conhecimento do módulo de elasticidade da estaca. Na tabela 6.1 são apresentados os módulos de elasticidade obtidos para as estacas raiz instrumentadas.

Tabela 6.1. Módulo de elasticidade das estacas.

Estaca	E (GPa)	Módulo de elasticidade médio (GPa)	Desvio Padrão.	Cv (%)
Raiz T1	3,8	3,83	0,12	3,13
Raiz T2	4,0			
Raiz T3	3,7			

Através da instrumentação foi possível obtenção da transferência de carga ao longo da profundidade e o atrito lateral médio no nível instrumentado.

Apresentam-se nas tabelas 6.2, 6.3 e 6.4 os valores de carga exercida do topo e nível instrumentado de cada estaca raiz. As figuras 6.10 até 6.12 apresentam a transferência da carga aplicada no topo da estaca no subsolo.

Tabela 6.2. Valores de carga no topo e no nível instrumentado. Estaca raiz T1.

CARGA NO TOPO DA ESTACA (kN)	CARGA NO NÍVEL INSTRUMENTADO (5, 0m) (kN)	CARGA TOPO/CARGA 5,0m (%)	ATRITO LATERAL MÉDIO ATÉ 5m (KPA)	ATRITO LATERAL MÉDIO DE 5-12m (KPA)
0	0	0	0	0
70	6,30	9	9,9	0,7
140	16,03	11,45	19,3	1,8
210	18,33	8,73	29,8	2,0
280	26,34	9,41	39,4	2,9
350	34,74	9,93	49,0	3,9
420	242,24	57,68	27,6	26,9
490	335,21	68,41	24,0	37,2
560	409,27	73,08	23,4	45,5
630	492,50	78,17	21,4	54,7
700	557,79	79,68	22,1	62,0
770	638,53	82,93	20,4	70,9
840	740,09	88,11	15,5	82,2
910	813,20	89,36	15,0	90,4

Tabela 6.3. Valores de carga no topo e no nível instrumentado. Estaca raiz T2.

CARGA NO TOPO DA ESTACA (kN)	CARGA NO NÍVEL INSTRUMENTADO (5, 0m) (kN)	CARGA TOPO/CARGA 5,0m (%)	ATRITO LATERAL MÉDIO ATÉ 5m (kPA)	ATRITO LATERAL MÉDIO DE 5-12m (kPA)
0	0	0	0	0
70	6,85	9,79	9,8	0,8
140	14,11	10,08	19,5	1,6
210	20,76	9,89	29,4	2,3
280	28,82	10,29	39,0	3,2
350	38,09	10,88	48,4	4,2
420	232,39	55,33	29,1	25,8
490	325,71	66,47	25,5	36,2
560	389,20	69,50	26,5	43,2
630	464,18	73,68	25,7	51,6
700	541,78	77,40	24,6	60,2
770	640,54	83,19	20,1	71,2
840	792,51	94,35	7,4	88,1
910	909,41	99,94	0,1	101,0
980	972,50	99,23	1,2	108,1

Tabela 6.4. Valores de carga no topo e no nível instrumentado. Estaca raiz T3.

CARGA NO TOPO DA ESTACA (kN)	CARGA NO NÍVEL INSTRUMENTADO (5,0m) (kN)	Carga 5m/carga topo	ATRITO LATERAL MÉDIO ATÉ 5m (kPA)	ATRITO LATERAL MÉDIO DE 5-12m (kPA)
0	0	0	0	0
70	9,30	0,13	9,4	1,0
140	15,76	0,11	19,3	1,8
210	30,95	0,15	27,8	3,4
280	39,11	0,14	37,4	4,3
350	47,85	0,14	46,9	5,3
420	56,6	0,13	56,4	6,3
490	357,16	0,73	20,6	39,7
560	423,0	0,76	21,3	47,0
630	499,2	0,79	20,3	55,5
700	570,6	0,82	20,1	63,4
770	652,4	0,85	18,3	72,5
840	754,95	0,90	13,2	83,9
910	777,73	0,85	20,5	86,4

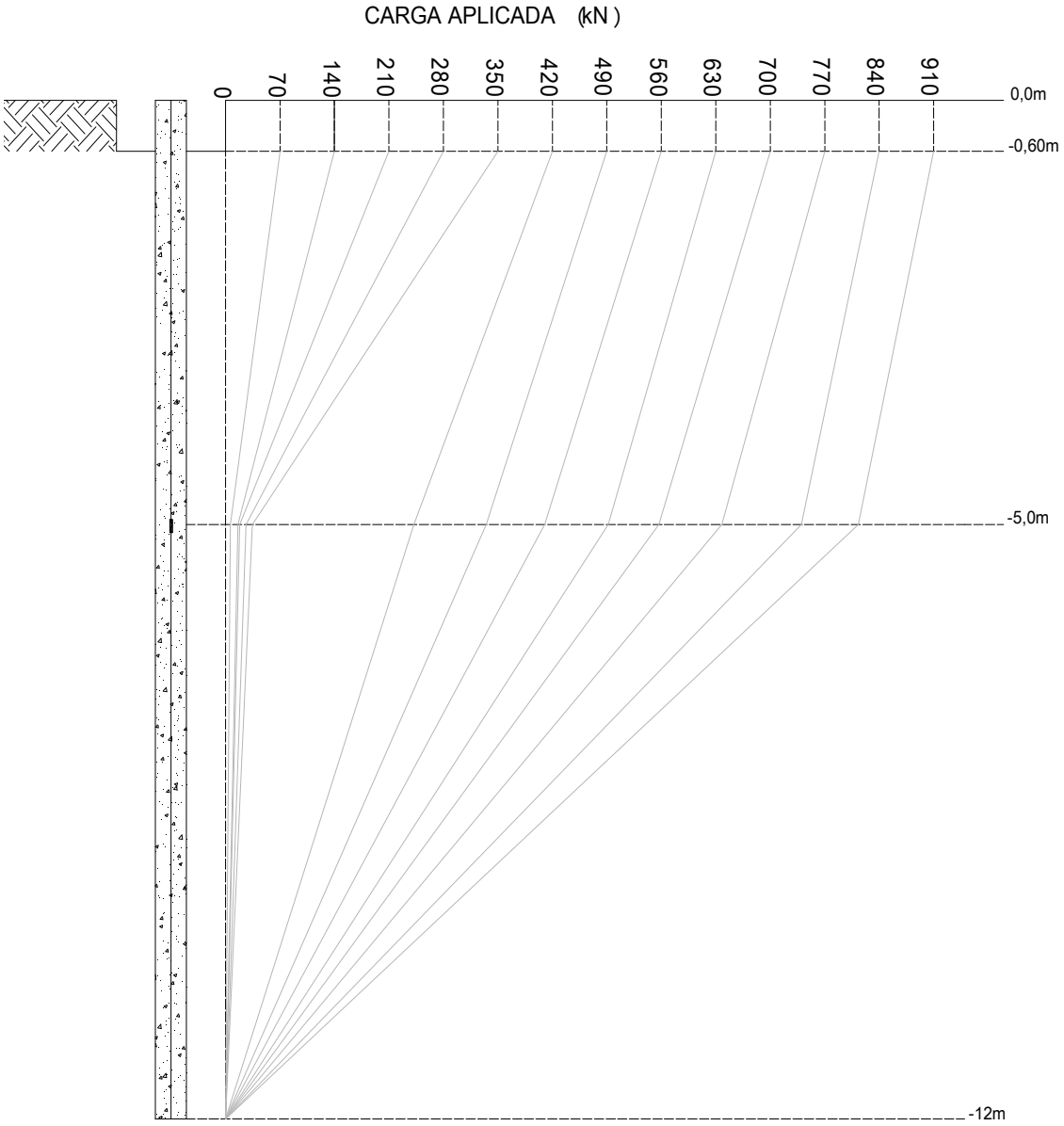


Figura 6.10. Transferência de carga da estaca raiz T1.

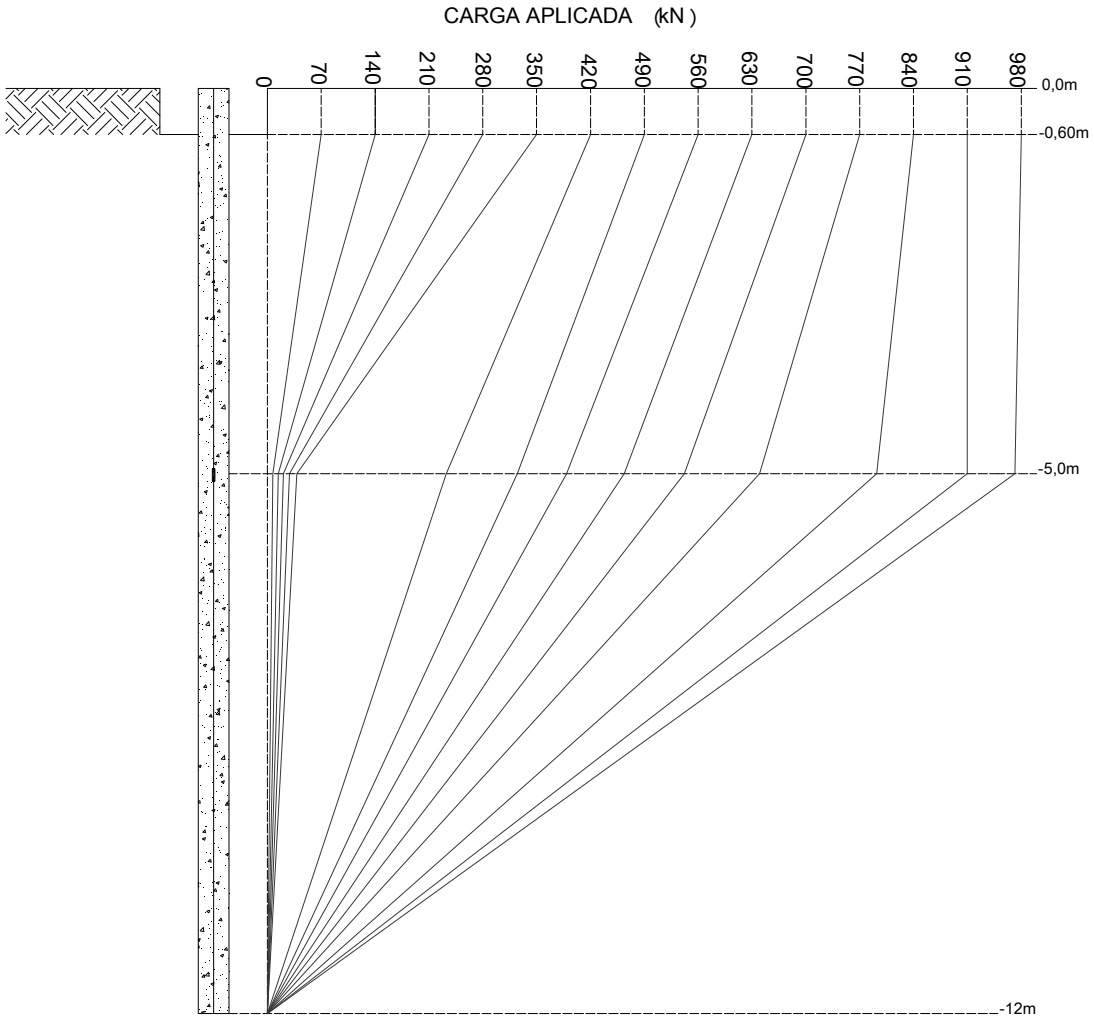


Figura 6.11. Transferência de carga da estaca raiz T2.

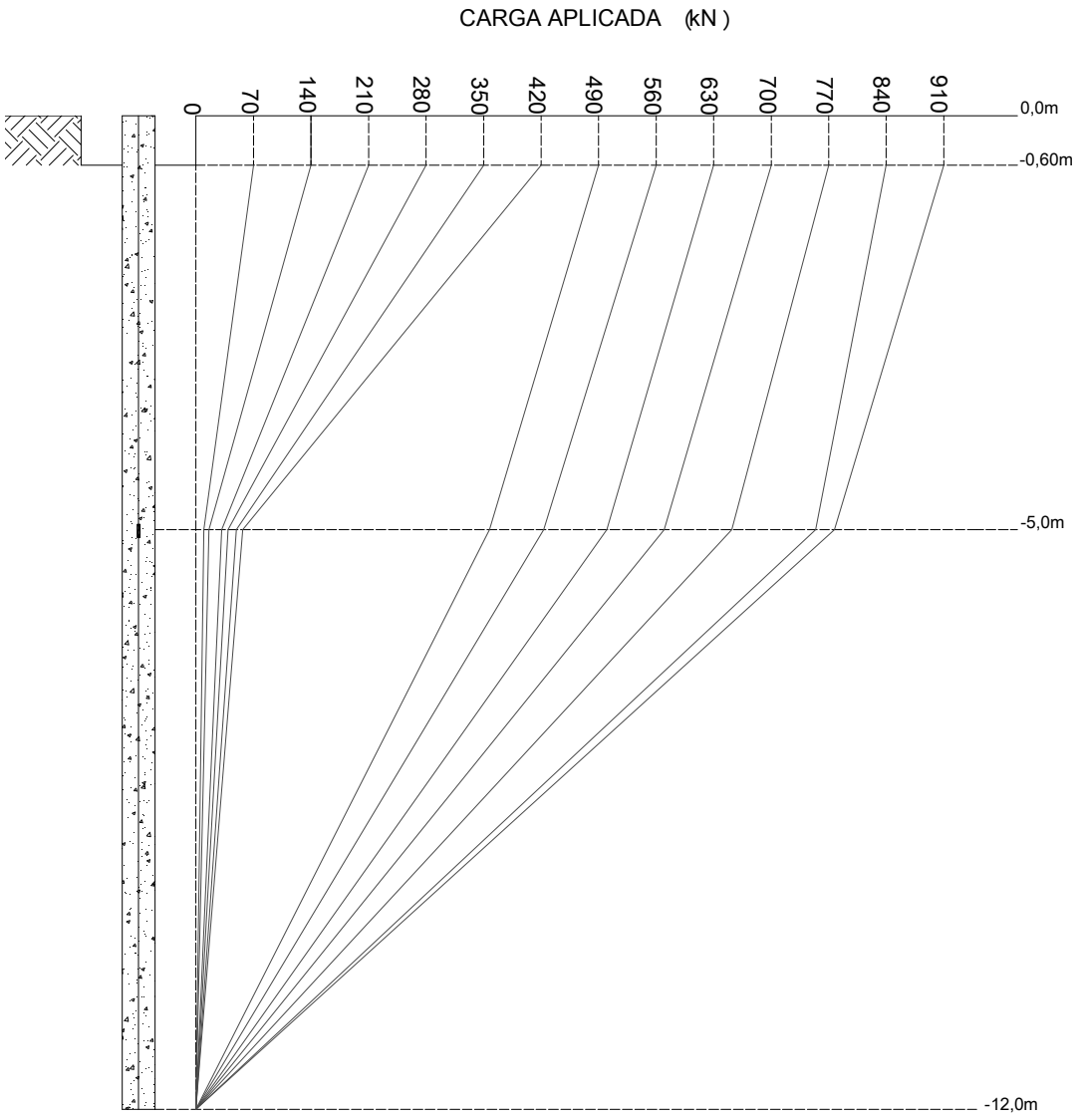


Figura 6.12. Transferência de carga da estaca raiz T3.

A figura 6.13 apresenta as resistências laterais obtidas para a estaca raiz T1 para a carga inicial de prova referente à 70kN.

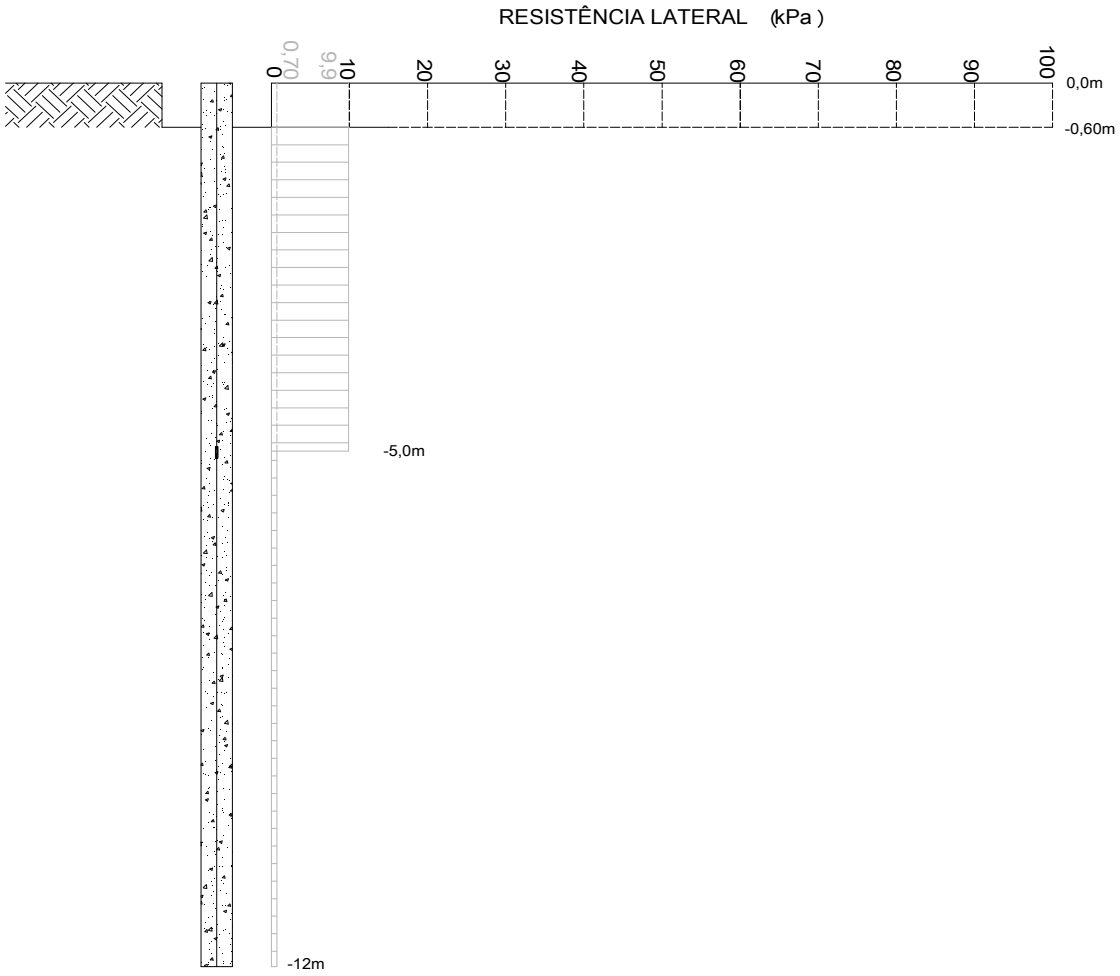


Figura 6.13. Resistência lateral da estaca raiz T1 para carga inicial.

De acordo com a figura 6.13 se percebe que para a carga de 70kN inicialmente aplicada, o atrito lateral médio desenvolvido na primeira camada, situada acima do nível instrumentado foi de 9,9KPa, já abaixo da desta camada o atrito lateral médio apresentou valor de 0,70 KPa.

A figura 6.14 apresenta as resistências laterais obtidas para a estaca raiz T1 considerando-se 50% da carga máxima obtida pela prova de carga (PC/2).

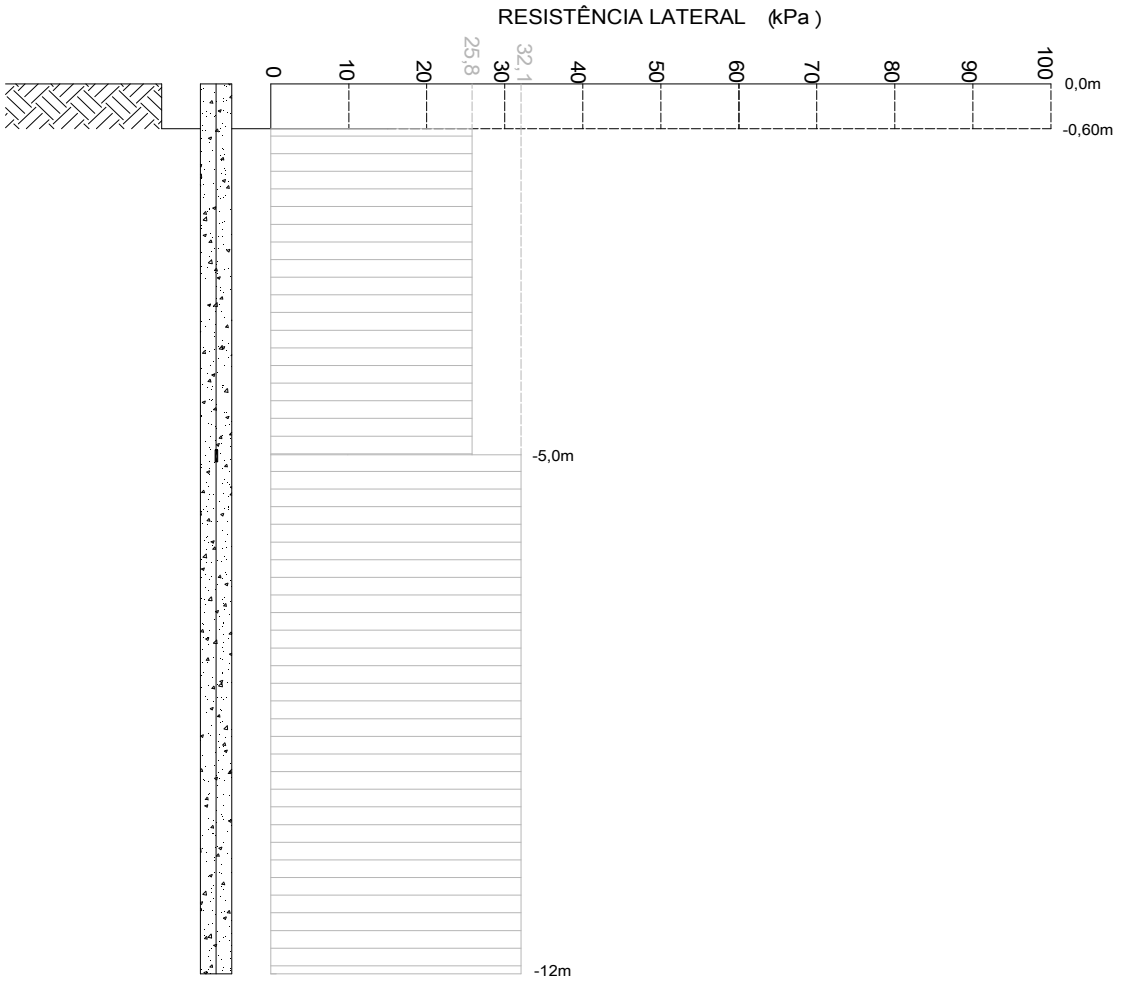


Figura 6.14. Resistência lateral da estaca raiz T1 para carga referente a 50% da carga máxima obtida pela prova de carga (PC/2).

Observando-se a figura 6.14 pode-se verificar que para a carga correspondente a PC/2, houve uma mobilização mais significativa do atrito lateral médio desenvolvido na camada abaixo do nível instrumentado.

O atrito lateral médio abaixo da cota -5,0m apresentou valor 24% maior do que o atrito lateral médio desenvolvido na camada acima. Em comparação com o atrito lateral médio desenvolvido para a carga inicial de 70kN o atrito desenvolvido para PC/2 foi cerca de 46 vezes superior.

O atrito lateral médio mobilizado acima da cota -5,0m apresentou para esta carga um aumento de quase 3 vezes em relação ao atrito lateral médio mobilizado para a carga inicial.

A figura 6.15 apresenta as resistências laterais obtidas para a estaca raiz T1 considerando-se a carga máxima obtida pela prova de carga.

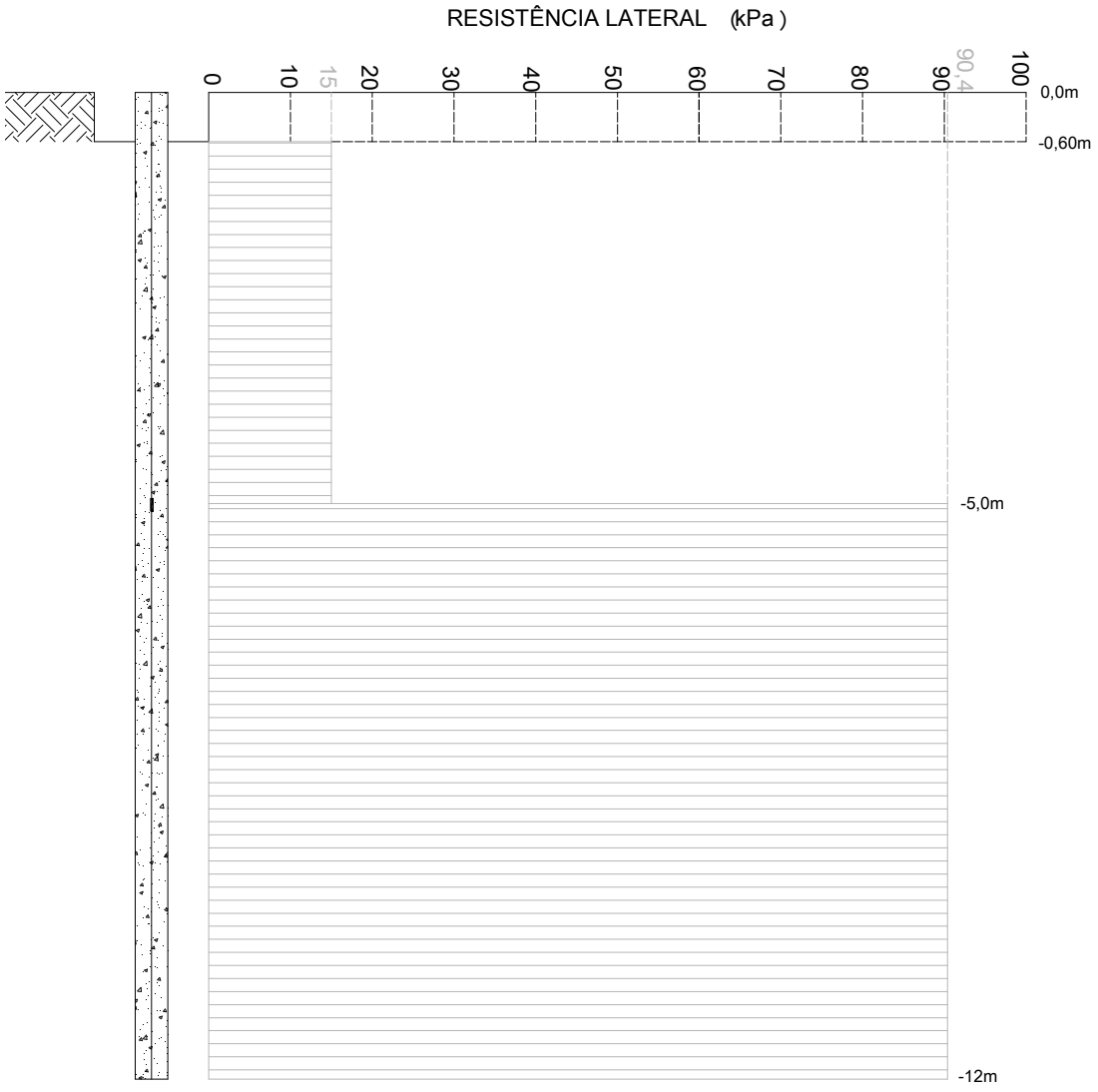


Figura 6.15. Resistência lateral da estaca raiz T1 para carga máxima obtida pela prova de carga.

Por meio da figura 6.15 nota-se que o atrito lateral médio na segunda camada, desenvolvido para a carga de máxima, foi quase três vezes maior do que o observado para a carga referente a PC/2, conforme figura 6.15.

Em relação ao atrito lateral médio desenvolvido acima do nível instrumentado pode-se notar que houve uma redução em comparação com o valor de atrito lateral médio obtido para a carga PC/2.

As figuras 6.16 à 6.18 apresentam os valores de atrito lateral médio desenvolvidos para as carga inicial (70kN), PC/2, e máxima para a estaca raiz T2.

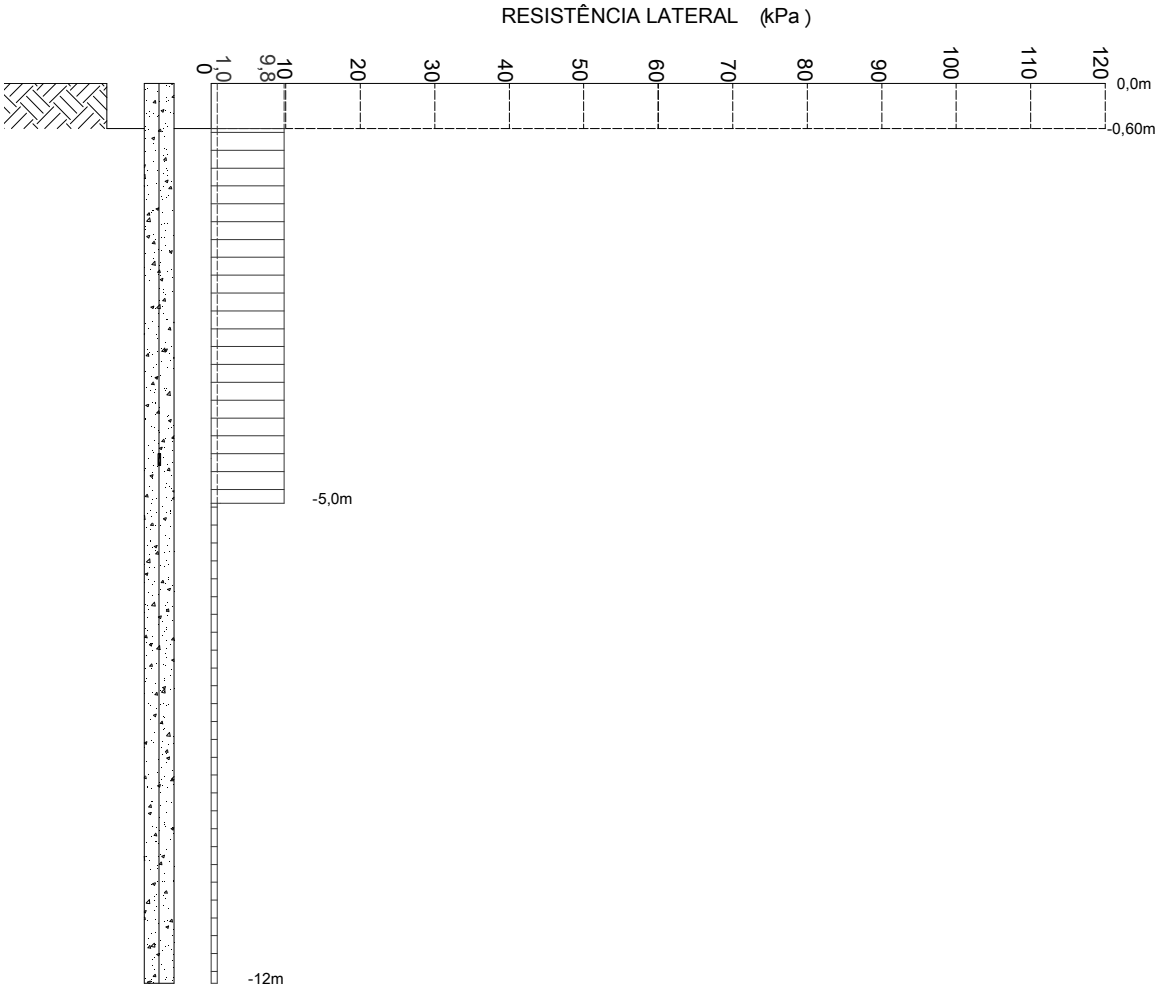


Figura 6.16. Resistência da lateral estaca raiz T2 para a carga inicial.

De acordo com a figura 6.16 se percebe que para a carga de 70kN inicialmente aplicada, o atrito lateral médio desenvolvido na primeira camada, situada acima do nível instrumentado foi de 9,8KPa, já abaixo desta camada o atrito lateral médio apresentou valor de 1,0KPa.

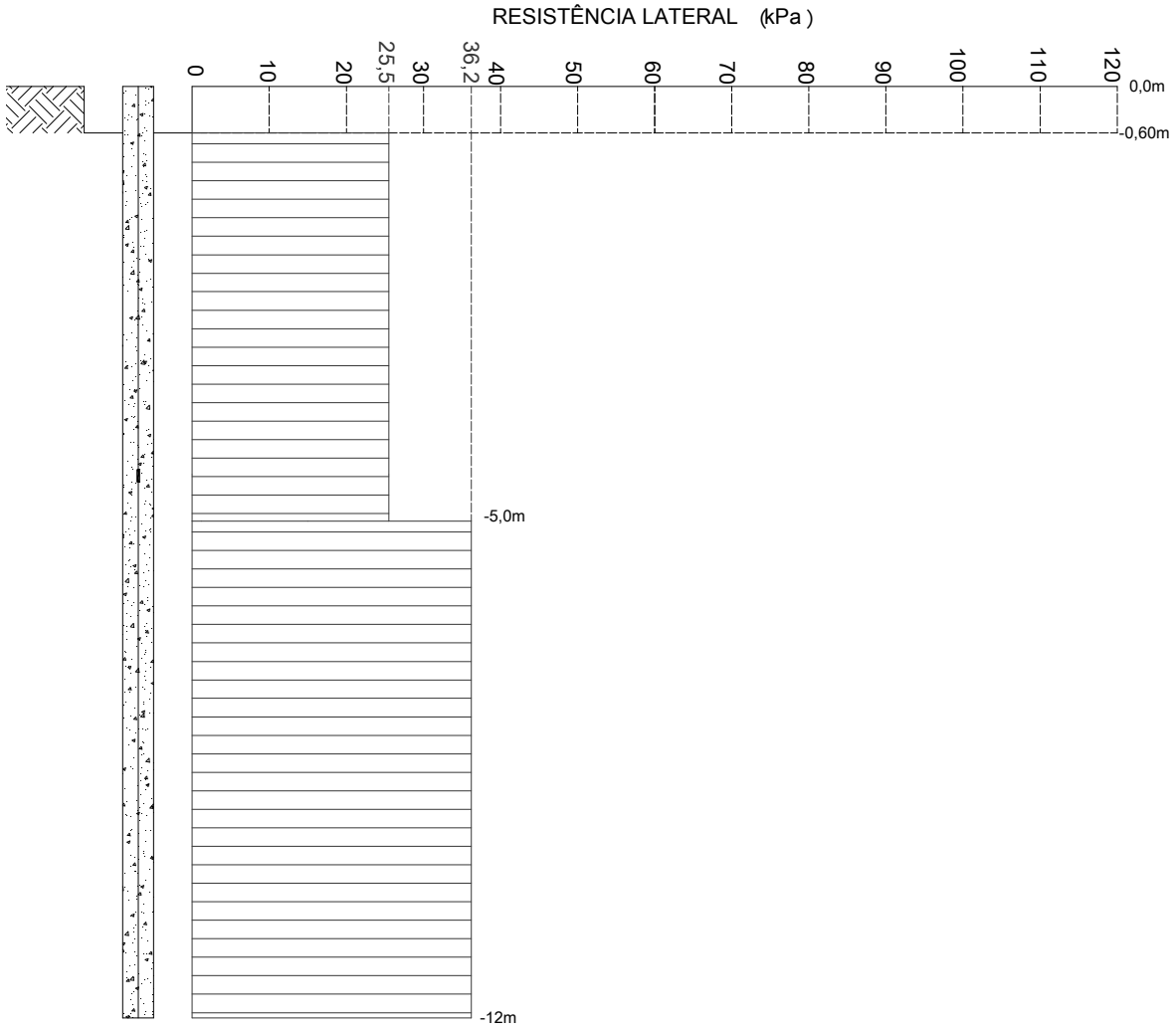


Figura 6.17. Resistência lateral da estaca raiz T2 para carga referente a 50% da carga máxima obtida pela prova de carga (PC/2).

Observando-se a figura 6.17 pode-se verificar que para a carga correspondente a PC/2, houve uma mobilização mais significativa do atrito lateral médio desenvolvido na camada abaixo do nível instrumentado.

O atrito lateral médio abaixo da cota -5,0m apresentou valor aproximadamente 1,5 vezes maior do que o atrito lateral médio desenvolvido na camada acima.

O atrito lateral médio mobilizado acima da cota -5,0m apresentou para esta carga um valor 2,6 vezes superior em relação ao atrito lateral médio mobilizado para a carga inicial (70kN).

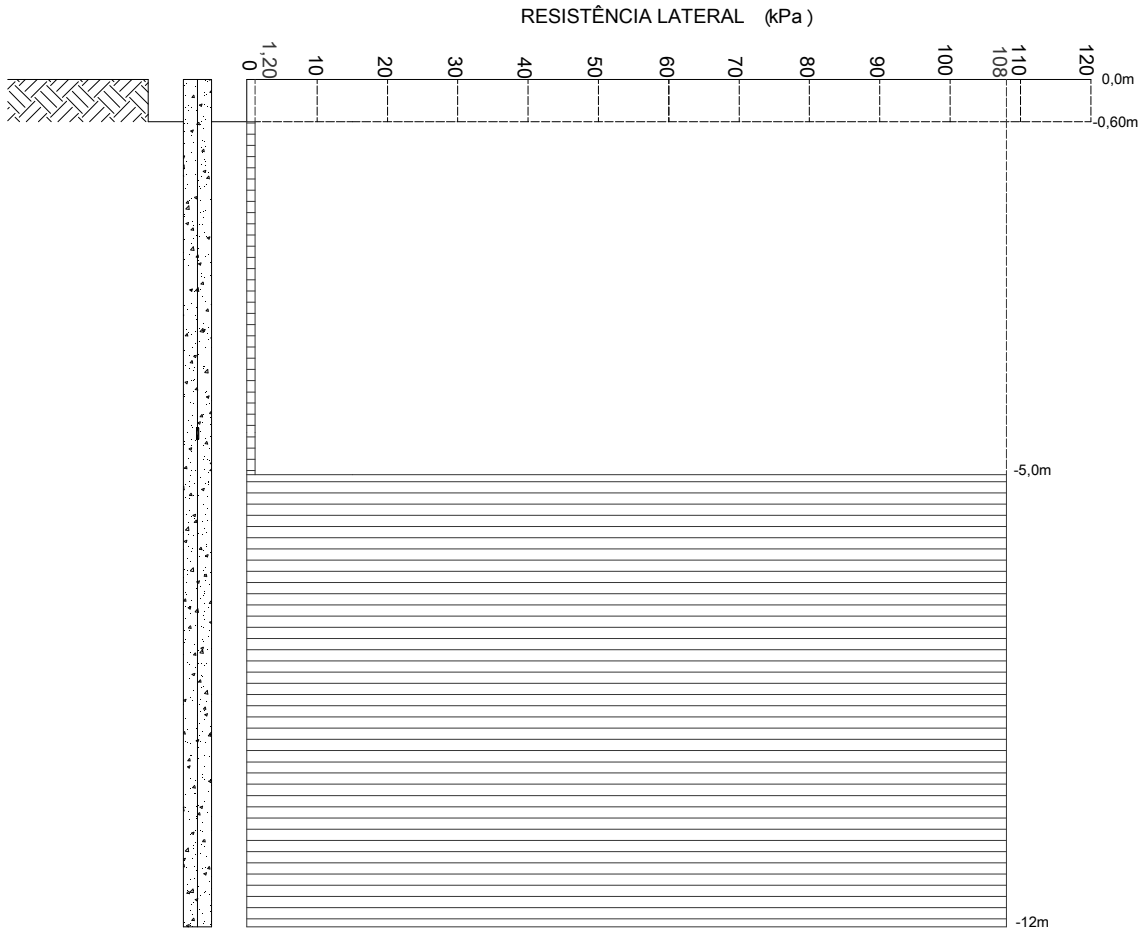


Figura 6.18. Resistência lateral da estaca raiz T2 para carga máxima obtida pela prova de carga.

Por meio da figura 6.18 nota-se que para a carga máxima atingida pela prova de carga o atrito lateral verificado para a camada abaixo do nível instrumentado é 90% acima do atrito lateral desenvolvido acima desta camada.

As figuras 6.19 até 6.21 apresentam os valores de atrito lateral médio desenvolvidos para as carga inicial (70kN), PC/2, e máxima atingida para a estaca raiz T3.

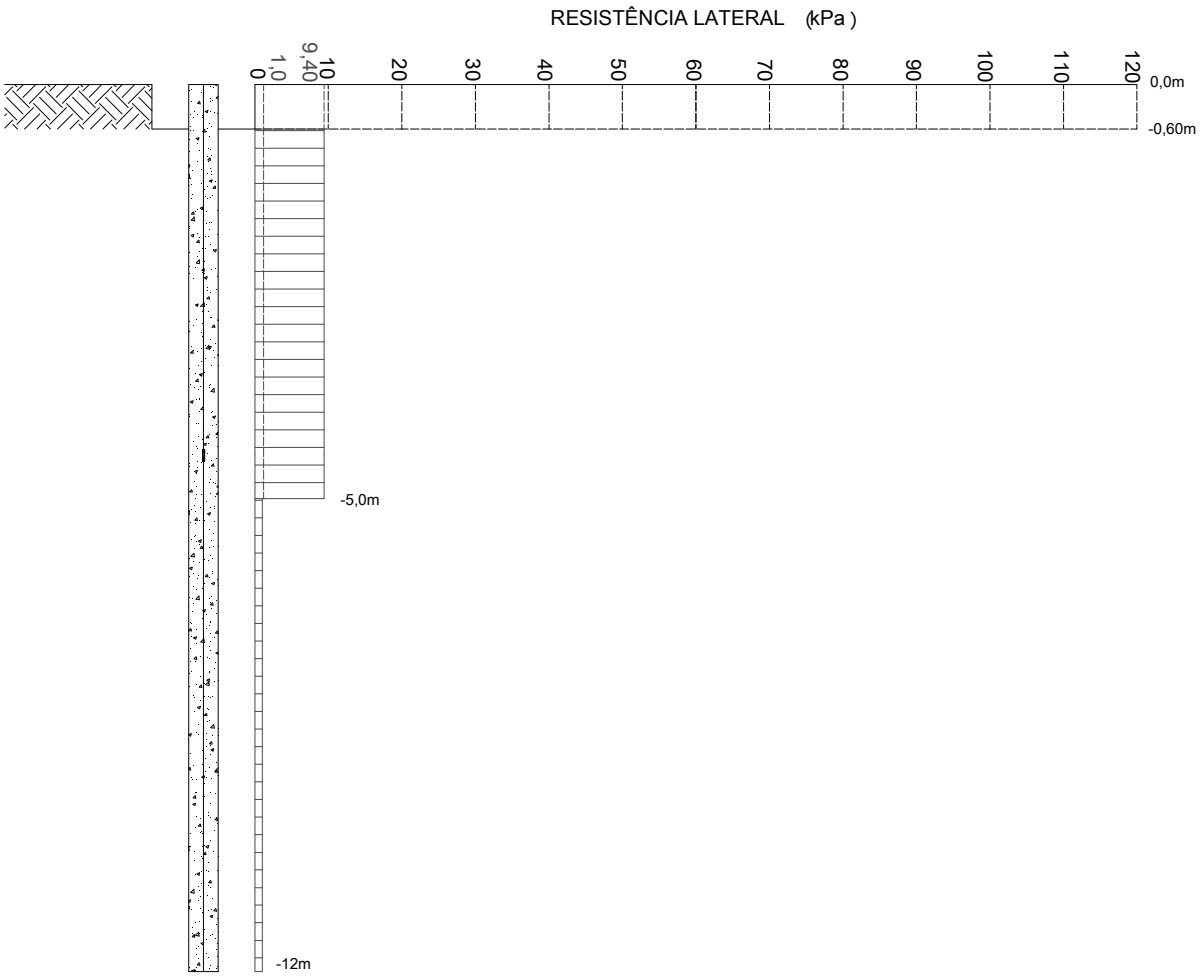


Figura 6.19. Resistência lateral da estaca raiz T3 para carga inicial.

De acordo com a figura 6.19 se percebe que para a carga inicial de 70kN aplicada, o atrito lateral desenvolvido na primeira camada, situada acima do nível instrumentado, foi de 9,4KPa, já abaixo desta camada o atrito lateral médio apresentou valor de 1,0KPa.

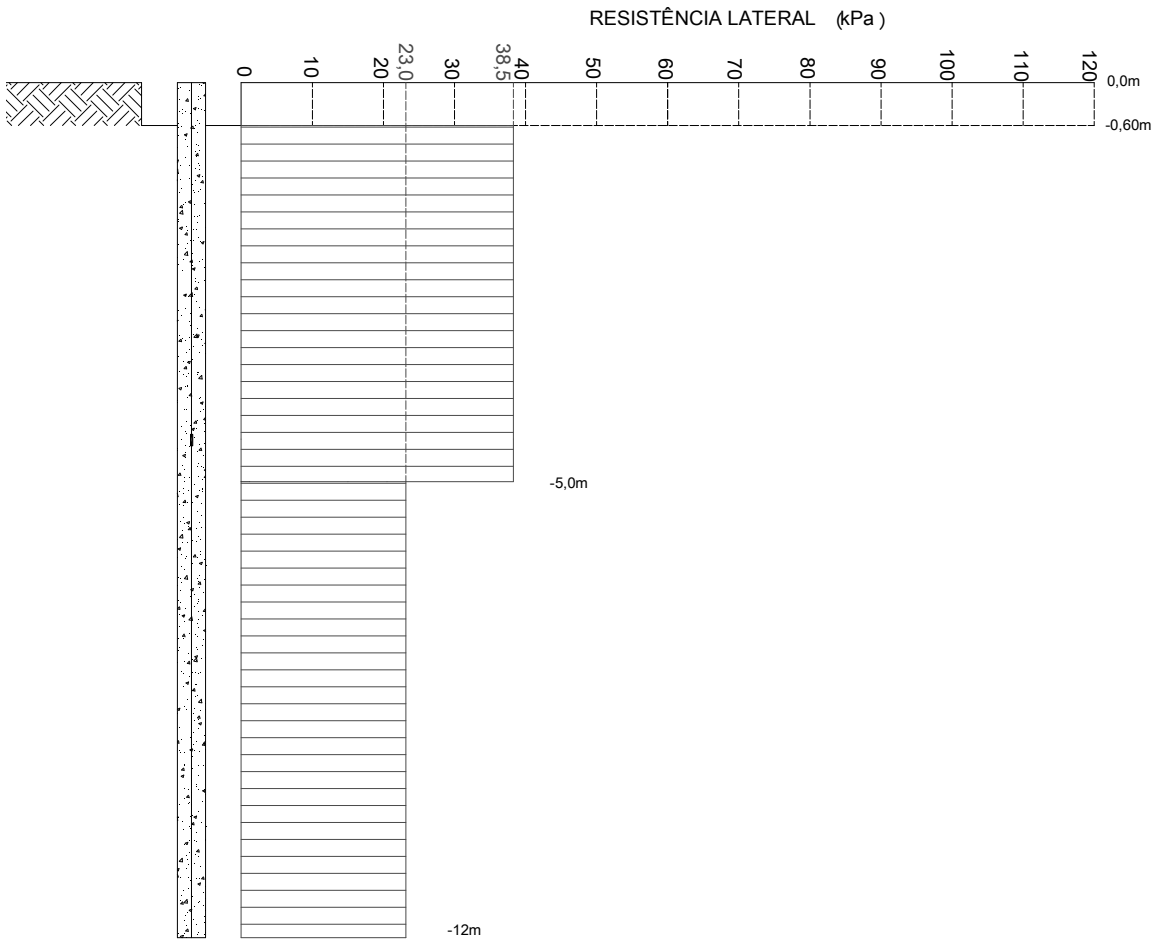


Figura 6.20. Resistência lateral da estaca raiz T3 para carga referente a 50% da carga máxima obtida pela prova de carga (PC/2).

Diferentemente das estacas T1 e T2 anteriormente apresentadas, a estaca T3 apresentou para a carga PC/2 valores de atrito lateral da primeira camada superior que o atrito lateral desenvolvido na camada localizada abaixo do nível instrumentado.

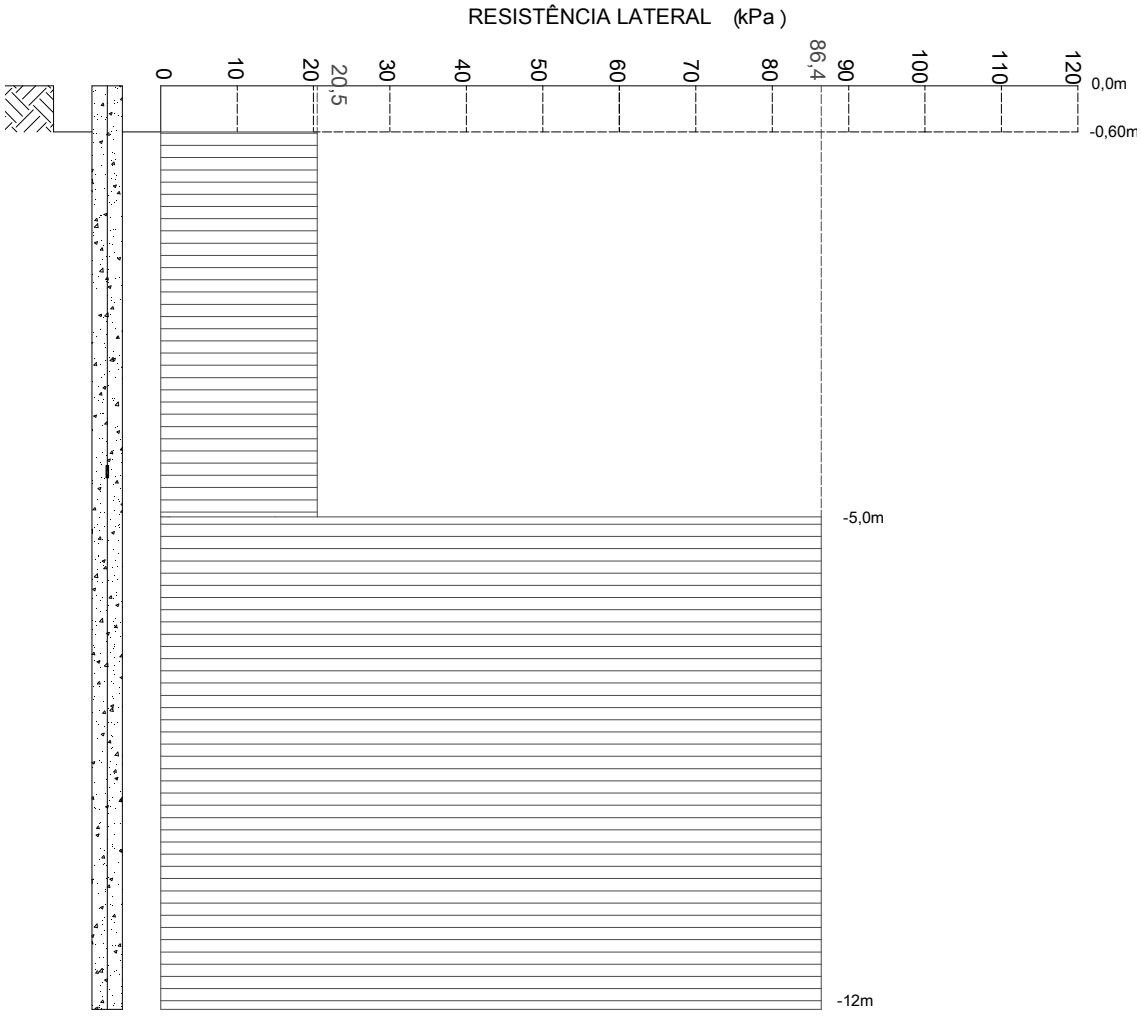


Figura 6.21. Resistência lateral da estaca raiz T3 para carga máxima obtida pela prova de carga.

Observando-se a figura 6.21 pode-se perceber que para a carga máxima de ensaio o atrito lateral para a camada abaixo do nível instrumentado é 4,2 vezes superior que atrito lateral desenvolvido acima desta camada.

CAPÍTULO 7

MÉTODOS ESPECÍFICOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO

7.1 INTRODUÇÃO

Foram executados, nesta pesquisa, cálculos para a previsão da capacidade de carga e parâmetros de resistência das estacas estudadas por meio de métodos próprios para solicitações à tração. Os parâmetros obtidos foram comparados com os valores encontrados por meio das provas de carga executadas. Foram utilizados os seguintes métodos relacionados:

a) Método do Tronco de Cone;
b) Método do Cilindro de Atrito;
c) Método de Meyerhoff (1973);
d) Método de Kulhawy (1985);
e) Método de Levacher & Sieffert (1984);
f) Método da Universidade de Grenoble.

7.2 MÉTODO DO TRONCO DE CONE (OU DE PIRÂMIDE)

7.2.1 Considerações gerais sobre o método

De acordo com Danziger (1983), o tronco de cone corresponde ao mais antigo método para a estimativa da resistência última à tração de elementos de fundação.

Este método considera a resistência à tração como sendo o peso próprio da fundação mais o peso do solo contido em um tronco de cone cuja base menor é corresponde à base da fundação e que se abre até encontrar a superfície do terreno, com uma geratriz formando um ângulo α com a vertical conforme demonstra a figura 7.1.

O método do tronco de cone tem sido aplicado para fundações com base alargada, mas quase não se aplica a estacas sem base alargada. Downs & Chieurzzi (1966) *apud*

Orlando (1999), sugerem a adoção deste método somente para fundações com base alargada (tubulões e sapatas) e citam que para areias o valor de α é igual ao ângulo de atrito interno ϕ.

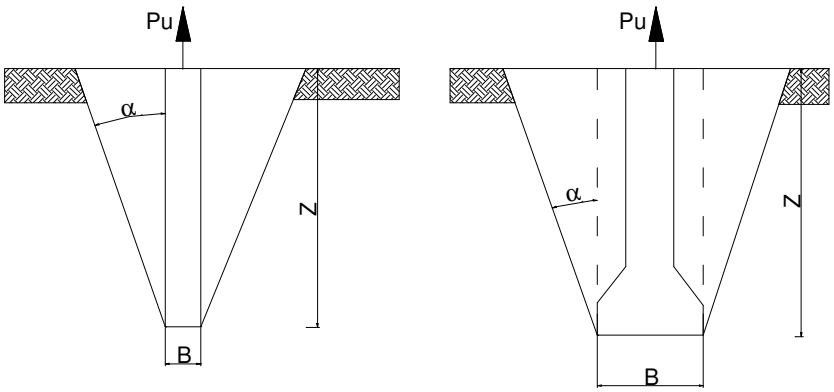


Figura 7.1. Tronco de cone (tubulão com ou sem base alargada).

7.2.2 Formulação

A resistência última à tração é dada por:

$$P_u = P_f + P_s \quad (7.1)$$

Onde:

P_u=Resistência última à tração do elemento de fundação;

P_f= peso próprio da fundação;

P_s=peso do solo contido no cone.

Para fundações de bases circulares e com diâmetro B tem-se que:

$$P_u = P_f + C_1 Z + C_2 Z^2 + C_3 Z^3 \quad (7.2)$$

Onde:

$$C_1 = (\pi/4).\ B^2.\ \gamma \quad (7.3)$$

$$C_2 = (\pi/2).\ B.\ \gamma.\ tg\ \alpha \quad (7.4)$$

$$C3 = (\pi/3).\ \gamma.\ tg^2\ \alpha \quad (7.5)$$

Para fundações de base quadrada tem-se:

$$P_u = P_f + P_{sc} + C_2 Z^2 + C_3 B^3 \qquad (7.6)$$

Onde:

P_{sc}= Peso do solo contido no paralelepípedo que tem por base à própria fundação de largura B e comprimento Z.

Com base nas equações 7.2 e 7.6 percebe-se que a resistência à tração de um determinado tipo de estaca, quer seja dotada de base quadrada ou circular, aumenta com a profundidade não fazendo distinção entre camadas de solos atravessados, o que nem sempre é verdadeiro. Dessa forma, para fundações assentadas a profundidades maiores este método pode apresentar resultados pouco confiáveis.

Orlando (1985, 1990) *apud* Orlando (1999), fazendo analogia do método do tronco de cone com a teoria da resistência lateral, em areias fofas, racionaliza o valor de α para tubulões sem base alargada chega á seguinte expressão para solos genéricos:

$$\alpha = arctg.\left[-\frac{3}{4}.\left(\frac{B}{Z}\right) + \sqrt{\frac{9}{16}.\left(\frac{B}{Z}\right)^2 + \frac{3_{ca}}{\gamma}.\frac{1}{Z}.\left(\frac{B}{Z}\right) + \frac{3K_{ht}.tg\delta}{2}.\left(\frac{B}{Z}\right)} \right] \qquad (7.7)$$

Onde:

Z= comprimento ou profundidade de instalação da estaca;

B=diâmetro ou largura da estaca;

Ca=adesão solo-estaca;

δ= ângulo de atrito solo-estaca;

γ= peso específico do solo;

K_{ht}= coeficiente de empuxo horizontal na tração no contato solo-estaca.

7.2.3 Resultados obtidos e discussões

Tendo em mãos os valores das cargas máximas obtidas por meio das provas de carga executadas, foram determinados os valores dos ângulos de geratriz α para cada estaca por meio de retro análises. Na tabela 7.1 são apresentados os valores obtidos.

Tabela 7.1. Valores de α obtidos por meio de retroanálises.

Tipo de estaca	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	α calculado (^{o})	α médio para cada tipo de estaca (^{o})
RAIZ TI	12	410	910	8,8	8,73
RAIZ T2	12	410	980	9,2	8,73
RAIZ T3	12	410	910	8,8	8,73
RAIZ T4	23	310	1410*	4,3	4,3
PERFIL I P1 - w250x32,7	18	350**	998	5,8	5,8
PERFIL I P2- w250x32,7	18	350**	980	5,75	5,8
PERFIL I P3- w250x32,7	12	350**	500	4,07	4,07
TRILHO TR1- TR37	18	140**	267	2,89	2,89
TRILHO TR2 – TR37	20,5	140**	278	2,95	2,95
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	7,5	7,1
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	6,8	7,1
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	7,03	7,1
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	7,5	7,27
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	6,8	7,27
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	7,5	7,27
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	9,73	9,73
ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO	14	180	200	3,0	3,0

Onde: PC= Carga máxima obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; * Estimado por meio de Van der Veen.

** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral.

De acordo com a tabela 7.1 verifica-se que os valores de α variam com o tipo de estaca e com a profundidade de implantação de cada uma. Para as estacas tipo raiz, o valor de α variou entre 8,8^o e 9,2^o, para as de 12m de comprimento e 4,3^o para a de 23m; para estacas escavadas e hélice contínua os valores de α variaram entre 6,8^o e 7,5^o; para a estaca ômega o valor do ângulo de geratriz foi de 9,73^o. De uma forma geral, pode-se dizer, para as condições estudadas, que o valor de α para as estacas moldadas "in loco" com 12m de comprimento variou de um valor mínimo de 7,1^o até um máximo de 9,73^o.

Para as estacas metálicas tipo perfil I e trilho, os valores de α também apresentaram variação com a profundidade, sendo o valor médio obtido para a estaca tipo perfil I de 18m equivalente a 5,8^o e para o perfil de 12m igual a 4,07^o; as estacas trilho de 18 e 20,5m de comprimento apresentaram valores de 2,89^o e 2,95^o respectivamente. Considerando-se a estaca pré-moldada o valor de α foi equivalente a 3º, semelhante ao valor obtido para as estacas tipo trilho.

Estudando-se o equacionamento do método, verifica-se que o valor da capacidade de carga depende do ângulo α e da profundidade Z, não considerando a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura e não considerando também o tipo de estaca.

Os valores de α encontrados nesta pesquisa indicam, para um mesmo tipo de estaca, a sua variação com a profundidade, como no caso da estaca tipo raiz que variou de 8,7º para a estaca de 12m de comprimento, para 4,3º para a estaca de 23m de comprimento.

O valor do ângulo de geratriz α também apresentou variação em função do processo executivo de cada estaca, tendo um valor mínimo de 2,89º para a estaca trilho de 18m de comprimento e um valor máximo de 9,73º para a estaca Ômega de 12m de comprimento, ou seja, um valor da estaca Ômega 3,4 vezes superior ao perfil metálico.

Vale ressaltar que os valores obtidos nesta pesquisa são válidos apenas para os comprimentos, tipos de estaca e solo considerados neste trabalho. Qualquer variação em uma destas condições provavelmente poderá modificar significativamente os valores de α.

Campelo (1994) apresenta uma comparação entre valores de α obtidos por diversos autores em diferentes locais e tipos de solo diferentes. A tabela 7.2 apresenta estes parâmetros

Tabela 7.2. Valores de α obtidos por diversos autores. Campelo (1994).

Autor	Fundação	Local	Solo	Pu (kN)	α (º)
Danziger (1983)	tubulão	Adrianópolis (RJ)	Areia silto argilosa	1242*	20
	tubulão			455	26,1
Orlando (1985)	tubulão	Bauru (SP)	Areia porosa argilosa	250	10,9
	tubulão			760	15,8
	tubulão			740	12,1
Monteiro (1985)	Est. escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	80	15,7
	Est. escavada			120	--
Matos (1989)	Est. escavada	Cachoeirinha (SP)	Argila silto arensosa	11	9,8
	Est. escavada			21	7,7
C.& S. (1990)	Est. escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	150	9,8
Carvalho (1991)	Est. escavada	São Carlos (SP)	Areia porosa argilosa	387	6,1
	Est. escavada			440	6,3
	Est. escavada			478	6,2
Carvalho & Albieiro (1994)	Est. escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	155	10

Paladino (1972, 1975) *apud* Orlando (1999) comenta que α é um valor puramente empírico. Danziger (1983) comenta que não se tem nenhuma notícia a respeito de correlações satisfatórias do ângulo α com parâmetros geotécnicos ou geométricos da fundação, o que torna sua determinação bastante complicada e incerta.

Carvalho (1991) sugere que a avaliação do ângulo α deve ser executada com base em resultados de provas de carga anteriormente realizadas para um tipo de solo com mesmas características e para um mesmo tipo de estaca. Porém esta sugestão esbarra na dificuldade de na grande maioria das vezes estas informações não estarem disponíveis ou não existirem.

Danziger & Pinto (1979) variaram o ângulo de atrito α entre 15^o e 30^o, valores estes utilizados em verificações quando não se dispõe de provas de carga. A cada 5^o foram determinadas suas respectivas cargas de ruptura por meio do método e comparadas com dados extraídos de provas de carga por eles executadas. Os pesquisadores obtiveram que para $\alpha=15^o$ a capacidade de carga determinada pelo método apresentou um valor conservativo 51% acima do obtido nas provas de carga. Para $\alpha=30^o$ foi determinado valor de resistência última à tração de até 178% contra a segurança no caso de tubulões.

Barata (1985) comenta que o Método do Tronco de Cone deve ser abandonado, uma vez que (para valores usuais do ângulo α de abertura de cone) tende a ser antieconômico, para o caso de placas ou sapatas, e no caso de tubulões, contra a segurança.

7.2.4 Considerações finais

De acordo com o que foi exposto se pode assumir que:

- Método do tronco de cone corresponde a uma metodologia totalmente empírica.

-O ângulo de geratriz da superfície de ruptura (α) é de grande variabilidade e de difícil obtenção. Este pode variar em função das características geomecânicas do solo, do processo executivo de cada estaca, da profundidade de instalação entre outros.

7.3 MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO (BASEADO NA TEORIA DE RESISTÊNCIA LATERAL)

7.3.1 Considerações gerais sobre o método

Este método, em relação ao anterior, corresponde a um avanço no tocante às hipóteses consideradas. Neste caso, além do peso próprio da fundação e do peso do solo atuando sobre esta, considera-se também uma parcela de atrito desenvolvida no contato fundação-solo, para fundações sem base alargada, ao longo de toda a superfície de ruptura. A superfície de ruptura considerada neste método é cilíndrica e possui base e altura iguais a da fundação, tanto para casos de presença de base alargada ou não.

As tensões de atrito ou de adesão ao longo da superfície de ruptura mais o peso próprio da fundação somado ao peso do solo contido em um cilindro hipotético correspondem à resistência da fundação aos esforços de arrancamento. Este cilindro tem início na base da fundação e estende-se até a superfície do terreno, para o caso de fundações com base alargada. Para os casos onde o elemento de fundação não possui base alargada, como o caso de diversos tipos de estacas, o peso de solo contido no interior deste cilindro é considerado nulo. A figura 7.2 apresenta um esquema das superfícies de ruptura consideradas pelo método.

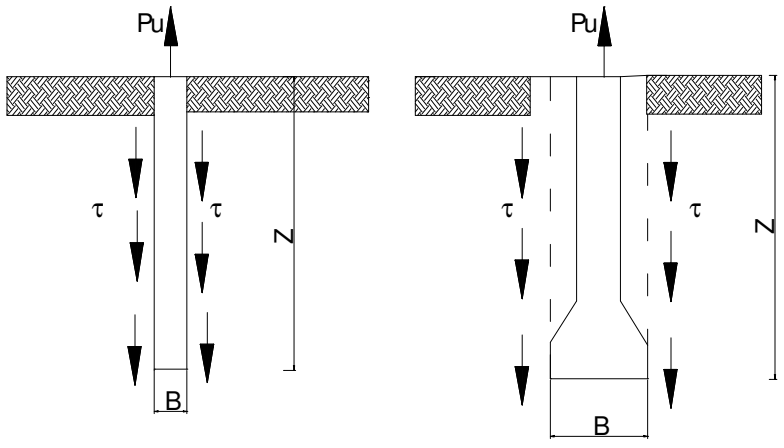


Figura 7.2. Superfícies de ruptura consideradas no método do cilindro de atrito para fundações profundas.

Kulhawy (1985) afirma que fundações retas tracionadas apresentam ruptura ao longo da interface estaca-solo, conduzindo assim a uma superfície de cisalhamento cilíndrica. Quando se inicia o carregamento a tração nestas fundações, forma-se uma zona de cisalhamento ao longo de planos nas quais as condições de Mohr-Coulomb são satisfeitas. Contudo, grandes deslocamentos ao longo desta zona ainda não são permitidos; dessa maneira, o solo é forçado a desenvolver esforços cisalhantes, com posterior avanço do movimento ascendente da fundação, o que resulta em um deslocamento cisalhante contínuo. Este esforço cisalhante ocorre próximo da interface estaca-solo e efetivamente define uma superfície de ruptura cilíndrica.

7.3.2 Formulação

A resistência última à tração é dada por:

$$P_u = P_f + P_s + Plu \quad (7.8)$$

Onde:

P_u=Resistência última à tração do elemento de fundação;

P_f= peso próprio da fundação;

P_s=peso do solo contido no cone;

Plu= resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura cilíndrica.

Segundo Poulos & Davis (1980) a tensão de cisalhamento máxima (τs) unitária, na superfície ao longo do fuste em uma estaca vertical é considerada obedecendo-se à lei de Coulomb:

$$\tau s = c_a + \sigma_h tg\delta \quad (7.9)$$

Onde:

τs=tensão de cisalhamento;

σ_h= tensão horizontal (normal ao contato estaca-solo);

ca=coeficiente de adesão estaca/solo;

$tg\delta$=coeficiente de atrito estaca/solo.

Assim, em termos de tensões efetivas médias, a resistência lateral P_{lu} corresponde à integração da resistência lateral unitária, ao longo de todo fuste da estaca, conforme a equação seguinte:

$$P\,lu = \int_0^L p(c_a + \sigma'_{vm.} K_h tg\delta)dz \quad (7.10)$$

Onde:

p=perímetro da estaca;

ca= coeficiente de adesão estaca/solo;

σ'_{vm}=tensão vertical efetiva;

K_h=coeficiente de empuxo horizontal;

tgδ=coeficiente de atrito estaca/solo.

Deste modo, a carga última à tração será:

$$P_u = P_{lu} + P_f = \int_0^L p(c_a + \sigma'_{vm} K_h tg\delta)dz + P_f \quad (7.11)$$

7.3.3 Resultados obtidos e discussões

Para o estudo deste método foram consideradas duas recomendações na adoção dos valores de ca (coeficiente de adesão estaca/solo) e δ (ângulo de atrito estaca/solo). Uma recomendação foi a de Potyondy (1961) onde se verifica que o coeficiente de adesão estaca/solo corresponde a 80% do intercepto de coesão efetiva do solo onde foram instaladas as estacas enquanto que o valor do ângulo de atrito estaca/solo corresponde a 95% do ângulo de atrito efetivo do solo. Outra recomendação consistiu em adotar os valores de ca e δ como sendo equivalentes aos valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito, ambos efetivos, do solo. Estas recomendações foram utilizadas nesta pesquisa por serem largamente utilizadas por diversos pesquisadores.

Por meio de retro-análises foi determinado para cada estaca o valor de coeficiente de empuxo horizontal (K_h). Logo após estimou-se um valor de K_h médio com base nos valores obtidos. São apresentados na tabela 7.3 os valores determinados. A figura 7.3

apresenta uma comparação entre os valores obtidos e o valor de K_o estimado para o Campo Experimental.

Tabela 7.3. Coeficientes de empuxo horizontal estimados por meio de retro análises, adotando-se ca=0,8c e δ=0,95Ø. Potyondy(1961).

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	K_h calculado	K_h Médio para cada estaca
RAIZ TI	12	410	910	0,74	0,78
RAIZ T2	12	410	980	0,865	0,78
RAIZ T3	12	410	910	0,74	0,78
RAIZ T4	23	310	1410*	0,55	0,55
PERFIL I P1 w250x32,7	18	350**	998	0,385	0,38
PERFIL I P2 w250x32,7	18	350**	980	0,37	0,38
PERFIL I P3 w250x32,7	12	350**	500	0,22	0,22
TRILHO TR1- TR37	18	140**	267	0,06	0,06
TRILHO TR2 – TR37	20,5	140**	278	0,01	0,01
ESTACA PRÉ-MOLDADA	14	180	200	0,0	0,0
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	0,36	0,26
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	0,185	0,26
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	0,238	0,26
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	0,36	0,30
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	0,185	0,30
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	0,36	0,30
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	1,19	1,19

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; * Estimado por meio de Van der Veen.

** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral.

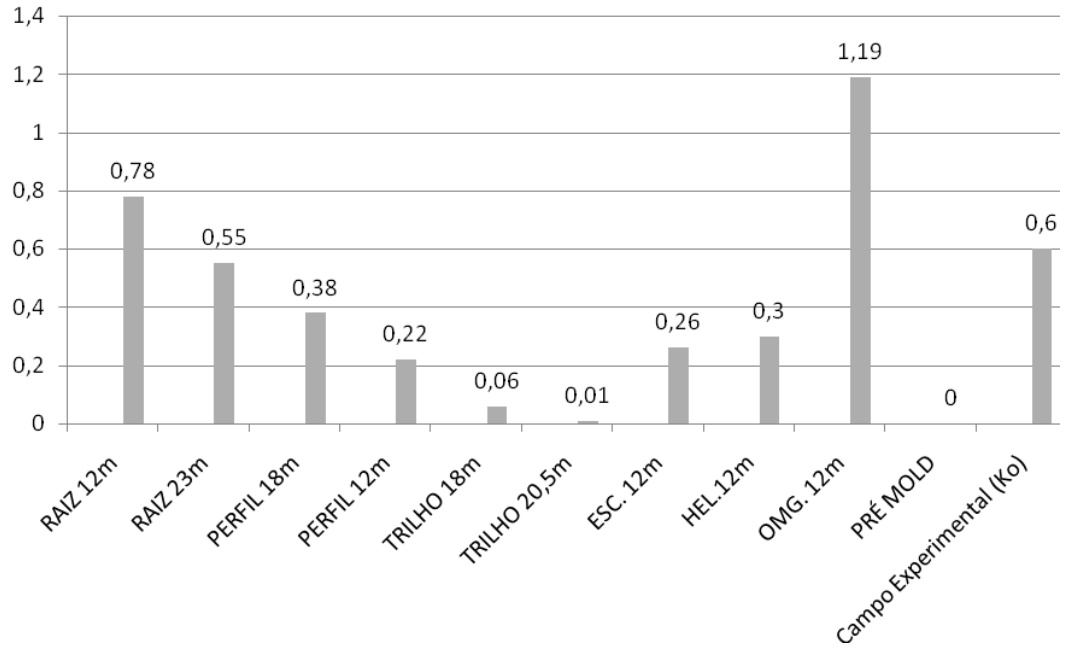


Figura 7.3. Comparação entre os valores de K_h obtidos adotando-se ca=0,8c e δ=0,95Ø.

Observando-se a tabela 7.3 e a figura 7.3 apresentadas se pode verificar que as estacas metálicas tipo trilho e pré-moldada apresentaram valores de K_h próximos a zero, não procedendo este fato do ponto de vista físico, pois assumir que o valor do coeficiente de empuxo horizontal K_h seja nulo seria admitir a inexistência de qualquer tipo de interação estaca/solo. Dessa forma os valores sugeridos por Potyondy (1961) não foram satisfatórios para este tipo de estaca nas condições estudadas neste trabalho.

As estacas tipo raiz de 12m de profundidade apresentaram valores de K_h cerca de 30% acima de 0,6, valor este referente ao coeficiente de empuxo em repouso médio estimado através de Jaky (1944) para o Campo Experimental. Apesar de ser uma estaca onde há o desconfinamento em função de sua escavação, o golpe de pressão dado durante a execução da estaca raiz, com o intuito de adensar a argamassa, pode ter influenciado na obtenção dos valores de K_h.

A estaca tipo ômega apresentou um valor de coeficiente de empuxo horizontal aproximadamente duas vezes maior que o valor do coeficiente de empuxo em repouso médio estimado para o Campo. Tal fato pode ser devido ao método executivo deste tipo de estaca. A escavação da estaca ômega é caracterizada pela ação da ponta do trado na compactação de uma região do solo circunvizinha ao fuste.

As demais estacas estudadas: hélice contínua, escavada e perfil metálico de 12m e 18m de comprimento apresentaram valores de K_h médios referentes à: 0,30; 0,26; 0,38 e 0,22 respectivamente. Estes valores estão abaixo do valor do coeficiente de empuxo em repouso estimado através de Jaky (1944), na ordem de 50%; 57%; 37% e 63% abaixo respectivamente, o que pode indicar um provável desconfinamento do solo durante o processo executivo.

Pode-se notar também que os valores de K_h estimados para estacas escavadas são próximos aos valores apresentados pelas estacas hélice contínuas. Tal fato pode ser explicado provavelmente pelas semelhanças entre os métodos executivos de ambas as estacas.

Na tabela 7.4 são apresentados os coeficientes de empuxo horizontal estimados por meio de retro análises, adotando-se ca=c e δ=Ø. A figura 7.4 apresenta uma comparação entre os valores de K_h estimados para cada tipo de estaca e o obtido para o Campo Experimental, também se considerando ca=c e δ=Ø.

Tabela 7.4. Coeficientes de empuxo horizontal estimados por meio de retroanálises, adotando-se ca=c e δ=Ø.

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	Kh calculado	Kh Médio para cada estaca
RAIZ TI	12	410	910	0,51	0,55
RAIZ T2	12	410	980	0,625	0,55
RAIZ T3	12	410	910	0,51	0,55
RAIZ T4	23	310	1410*	0,39	0,39
PERFIL I P1 w250x32,7	18	350**	998	0,235	0,23
PERFIL I P2 w250x32,7	18	350**	980	0,22	0,23
PERFIL I P3 w250x32,7	12	350**	500	0,03	0,03
TRILHO TR1- TR37	18	140**	267	0,0	0,0
TRILHO TR2 – TR37	20,5	140**	278	0,0	0,0
ESTACA PRÉ-MOLDADA	14	180	200	0,0	0,0
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	0,15	0,06
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	0,0	0,06
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	0,04	0,06
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	0,15	0,10
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	0,0	0,10
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	0,15	0,10
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	0,932	0,93

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; * Estimado por meio de Van der Veen.

** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral.

.

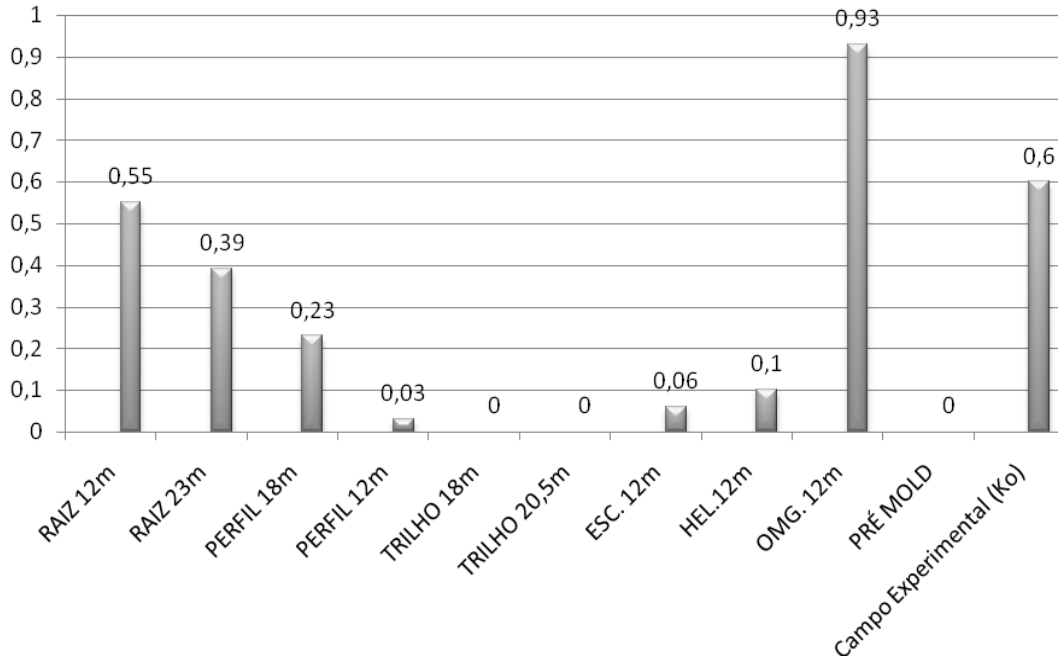


Figura 7.4. Comparação entre os valores de K_h obtidos adotando-se ca=c e δ=Ø.

De acordo com a tabela 7.4 e a figura 7.4, verifica-se que da mesma maneira que para o caso anterior, os trilhos e a estaca pré-moldada apresentaram valores de coeficiente de empuxo horizontal igual a zero, o que não procede do ponto de vista físico.

Das estacas estudadas, somente a do tipo Ômega apresentou valor de K_h acima de 0,6, cerca de 55% acima do valor estimado de K_o para o Campo Experimental.

Campelo (1994) apresenta uma relação de valores de K_h e capacidade de carga previstos por diversos autores em diferentes locais e tipos de solo diferentes. Na tabela 7.5 são apresentados estes parâmetros.

Tabela 7.5. Parâmetros geotécnicos obtidos por diversos autores. Campelo (1994).

Autor	Fundação	Local	Solo	Pu (kN)	Kh
Danziger (1983)	tubulão	Adrianópolis (RJ)	Areia silto argilosa	1242*	0,76
	tubulão			455	0,95
Orlando (1985)	tubulão	Bauru (SP)	Areia porosa argilosa	250	0,73
	tubulão			760	0,84
	tubulão			740	0,88
Monteiro (1985)	Est. escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	80	0,14
	Est. escavada			120	--
Matos (1989)	Est. escavada	Cachoeirinha (SP)	Argila silto arensosa	11	0,08
	Est. escavada			21	0,04
C.& S. (1990)	Est. escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	150	0,22
Carvalho (1991)	Est. escavada	São Carlos (SP)	Areia porosa argilosa	387	0,64
	Est. escavada			440	0,62
	Est. escavada			478	0,48
C.& ALB (1994)	Est. escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	155	0,26

El (2003) analisou o comportamento a tração de estacas apiloadas executadas em diversos Campos Experimentais do interior do estado de São Paulo. A tabela 7.6 apresenta valores de K_h obtidos por retro-análises das estacas estudadas.

Tabela 7.6. Valores de K_h obtidos por meio de retro-análises em estacas apiloadas adotando-se ca=c e δ=Ø.

Campo Experimental	L (m)	Diâmetro (m)	K_h
São Carlos	6	0,20	0,39
Bauru	9	0,20	0,12
Bauru	10	0,20	0,12
Bauru	10	0,25	0,18
Ilha Solteira	12	0,20	0,23

Deve-se salientar que este método consiste em uma evolução teórica em relação ao método do tronco de cone, pois introduz no cálculo a conceituação de uma superfície de ruptura sujeita a ação de esforços cisalhantes.

Entretanto esta metodologia de cálculo possui como principal desvantagem a dificuldade na obtenção dos parâmetros necessários a sua execução, ou seja, o valor de K_h e os valores de ca e δ. Danziger (1983) comenta da grande dificuldade na determinação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito estaca/solo.

Além da dificuldade de obtenção, estes também poderão certamente variar com o tipo de solo e com o processo executivo de cada tipo de estaca.

Outro fato que também merece destaque é o de que a superfície de ruptura é arbitrada como ocorrendo justamente no contato estaca/solo, afirmação esta que ainda gera polêmica entre diversos pesquisadores.

A geometria da superfície de ruptura pode ser variável com diversos aspectos, podendo-se citar entre estes: geometria da estaca e características geomecânicas do subsolo.

Barata (1985) comenta que o modelo de ruptura admitido no Método do Cilindro de Atrito é bem adequado às estacas e tubulões sem base alargada de profundidade relativamente elevada. Entretanto, nos demais casos tal modelo tende a se afastar da realidade.

Campelo (1994) concluiu que os modelos de ruptura que melhor se adaptaram as estacas que estudou foram os que consideraram a superfície de ruptura cilíndrica, na interface solo-estaca.

7.3.4 Considerações finais

Portanto, baseado nas análises realizadas e na formulação do método pode-se assumir que:

- Para a aplicação do método são necessários os valores de coeficientes de empuxo horizontal (K_h), coeficiente de adesão estaca/solo (ca) e ângulo de atrito estaca/solo (δ). Estes parâmetros geralmente são de difícil obtenção, sendo muitas vezes indisponíveis;

- Este método admite superfície de ruptura cilíndrica ocorrendo na ligação estaca solo, o que ainda representa ponto de discórdia ente alguns projetistas;

- Os valores de coeficiente de empuxo horizontal (kh) obtidos por meio das retro-análises, para as estacas analisadas, apresentaram valores com grande variabilidade e por vezes, incoerentes do ponto de visto físico;

- Deve-se ressaltar que ao arbitrar-se os valores de coeficiente de adesão estaca/solo (ca) e ângulo de atrito estaca/solo (δ) em função de determinada recomendação, como as utilizadas nesta pesquisa, pode-se estar incorrendo em erro;

- Aliado a isto, ao se admitir ca e δ como sendo os mesmos para qualquer tipo de estaca também haverá indução ao erro, pois estará se considerando que todas as estacas, independentemente do processo executivo, possuem a mesma relação de atrito e adesão estaca/solo, ficando a capacidade de carga influenciada somente pelo valor do coeficiente de empuxo horizontal.

- Este processo de cálculo não leva em consideração as heterogeneidades do subsolo ao qual a fundação está transpassando, considerando-o como homogêneo, o que nem sempre é verdade.

7.4. MÉTODO DE Meyerhoff (1973)

7.4.1 Considerações gerais sobre o método

Meyerhoff & Adams (1968) desenvolveram um método simplificado e semi-empírico para a estimativa da resistência ao arrancamento de fundações submetidas a esforços puramente axiais. Mais tarde Meyerhoff generalizou seu método para o caso de placas de ancoragem e estacas submetidas a esforços de tração excêntrica, e esforço axial de tração inclinada, Meyerhoff (1973 a e b) *apud* Orlando (1999).

Meyerhoff (1973 a) desenvolveu o método para um solo genérico, com coesão e ângulo de atrito, considerando-se adesão, ângulo de atrito estaca-solo e um coeficiente adimensional de arrancamento

Meyerhoff (1973 b) trata primeiramente da situação de placas de ancoragem e depois de estacas submetidas à tração.

Este tópico trará algumas considerações a respeito destes dois casos.

7.4.2 Formulação

-Placas de ancoragem:

No caso de placas de ancoragem inclinadas, a ruptura por meio de esforços tracionantes provoca também a formação de uma massa de solo com uma forma de um tronco de cone, conforme verificado para o caso de placas de ancoragens horizontais submetidas a esforços normais de tração. Meyerhoff & Adams (1968) *apud* Orlando (1999).

No caso de placas de ancoragens rasas, a superfície de ruptura alcança o nível do terreno. Porém, para placas profundas a superfície de ruptura ocorre de maneira bem localizada conforme a figura 7.5.

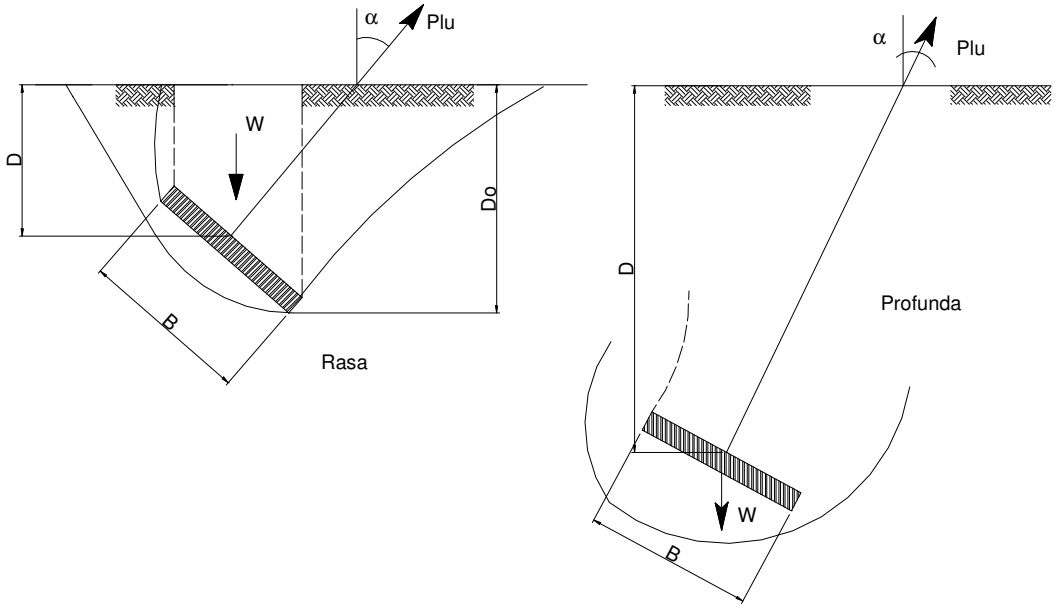


Figura 7.5. Ruptura do solo para placa de ancoragem rasa e profunda. Meyerhoff (1973 b).

Dessa maneira, para placas de ancoragens rasas, a resistência à tração é expressa por:

$$Pl_u = \left(c.K_c.\frac{D_0}{B} + \frac{\gamma.D_0^2.K_b}{2.B} \right).A + W.\cos\alpha \quad (7.12)$$

Onde:

A= área da placa;

B=largura da placa;

D_o=profundidade máxima da placa;

K_b e K_c=são coeficientes de arrancamento;

α=inclinação da carga com a vertical;

c= coesão do solo;

W=peso da fundação;

γ= peso específico do solo.

Os valores de K_b e K_c, segundo Orlando (1999) para placas rasas corridas podem ser obtidos a partir de coeficientes de empuxo de terra para paredes inclinadas.

Para placas circulares submetidas ao arrancamento vertical, ocorrerá ruptura por cisalhamento local se D/B for maior que 4 para argilas e areias fofas. Esta relação entre profundidade de implantação da placa e do diâmetro desta cresce com a compacidade chegando até 8 para o caso de areias densas. Para o caso de placas corridas a profundidade crítica ocorre para D/B aproximadamente igual a 8. Orlando (1999).

Para determinação da resistência a tração de placas profundas pode-se utilizar a equação 17 entrando-se com o valor da profundidade crítica. Assim para placas corridas pode-se obter os coeficientes N_{cu} e N_{qu} e calcular a resistência ao arrancamento pela equação 7.13 seguinte. Orlando (1999).

$$Pl_u = (c.N_{cu} + \gamma.D.N_{qu}).A + Wa\cos\alpha \quad (7.13)$$

Onde:

D=profundidade média da placa;

W_a= peso da placa.

O coeficiente N_{cu} pode ser obtido por meio da expressão 7.14 a seguir:

$$N_{cu} = (N_{qu} - 1).\cot g\phi \quad (7.14)$$

-Estacas:

A capacidade de carga de estacas submetidas a esforços de arrancamento pode ser expressa pela equação 7.15 seguinte:

$$Pl_u = (c_a + \sigma_{vm}´.K_{u.}tg\delta).A_l + P_f \quad (7.15)$$

Onde:

c_a= adesão estaca-solo;

$\sigma´_{vm}$ = tensão efetiva vertical média, devida ao peso do solo;

K_u= coeficiente de arrancamento;

A_l= área lateral da estaca;

δ= ângulo de atrito solo-estaca;

P_f= peso da fundação.

Os parâmetros K_u, c_a e δ não dependerão somente das características geomecânicas do terreno, mas sim também de características da estaca como: modo de implantação e tipo.

Para a utilização deste método, é usual considerar o valor da adesão solo-estaca (c_a) e o ângulo de atrito solo-estaca (δ) como sendo respectivamente iguais aos valores da coesão do solo e de seu ângulo de atrito obtidos por meio de ensaios triaxiais lentos drenados.

Apresentam-se na figura 7.6 os valores de coeficiente de arrancamento teóricos para estacas escavadas. Meyerhoff (1973 b)

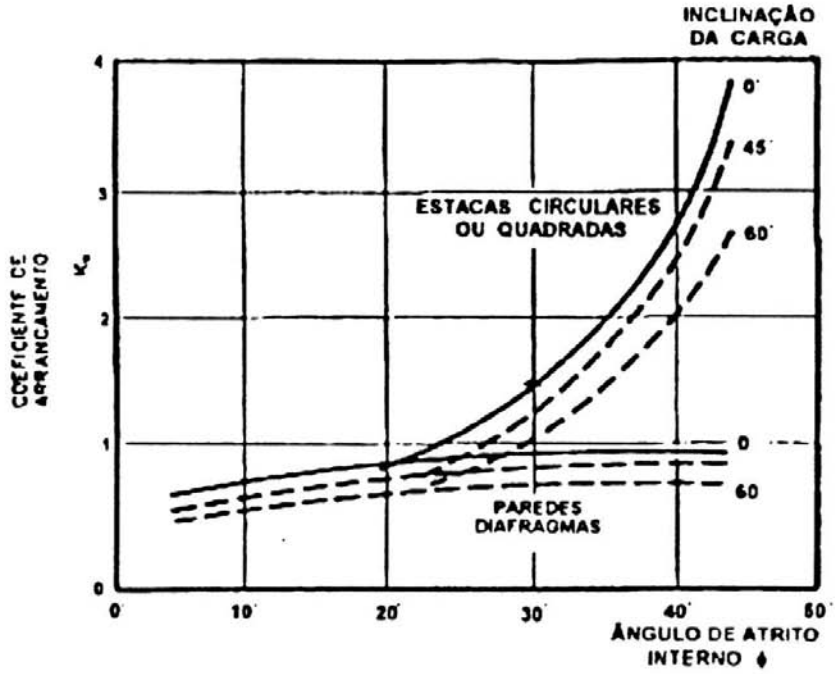


Figura 7.6. Coeficientes de arrancamento K_u teóricos para estacas escavadas.

Meyerhoff também considera que o valor de atrito lateral permanece constante a partir de um valor determinado por:

$$\left(\frac{D}{B}\right)crit. = 15 \quad (7.16)$$

7.4.3 Resultados obtidos e discussões

Para a aplicação do método de Meyerhoff (1973) adotaram-se valores de ca=0,80c; δ=0,95Ø conforme Potyondy (1961) e ca=c e δ=Ø. O valor de coeficiente de arrancamento teórico (K_u) foi obtido por meio do gráfico sugerido pelo próprio autor, representado na figura 7.6, sendo o valor deste coeficiente aproximadamente igual 1,0 para uma inclinação de carregamento igual zero.

Nas estacas metálicas, perfil I e trilho, durante a cravação, houve um drapejamento em função da vibração induzida pela energia cravação juntamente com o fato da camada superficial ser porosa. Este fenômeno ocasionou o descolamento do fuste da estaca do solo, até uma profundidade média verificada de 4m. Como não houve a recuperação deste descolamento ao longo do tempo, foi também considerado nos cálculos que nestes casos

não houve atrito lateral entre o fuste e o solo, até esta profundidade de 4m. Dessa maneira considerou-se o mesmo peso da estaca, entretanto se descontou os 4m do comprimento de cada uma, o que ocasionou a redução da resistência lateral.

Nas tabelas 7.7 e 7.8 são apresentados os valores obtidos para cada tipo de estaca considerada. As figuras 7.7 até 7.10 apresentam uma comparação entre os valores obtidos.

Tabela 7.7. Valores obtidos adotando-se ca=0,8c e δ=0,95Φ conforme Potyondy (1961). Valor de K_u= 1,0.

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	PU	PU/PC	PU/PC Médio por tipo de estaca
RAIZ TI	12	410	910	1056	1,16	1,13
RAIZ T2	12	410	980	1056	1,07	1,13
RAIZ T3	12	410	910	1056	1,16	1,13
RAIZ T4	23	310	1410*	1941	1,38	1,38
PERFIL I P1 - w250x32,7	18/14#	350**	998	1646/1107#	1,65/1,11#	1,66/1,12#
PERFIL I P2- w250x32,7	18/14#	350**	980	1646/1107#	1,68/1,13#	1,66/1,12#
PERFIL I P3- w250x32,7	12/8#	350**	500	832/450#	1,66/0,90#	1,66/0,90#
TRILHO TR1- TR37	18/14#	140**	267	676/453#	2,53/1,70#	2,53/1,70#
TRILHO TR2 – TR37	20,5/16,5#	140**	278	817/550#	2,94/1,98#	2,94/1,98#
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	576	2,88	2,88
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	1063	1,52	1,66
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	1063	1,77	1,66
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	1063	1,68	1,66
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	1063	1,52	1,60
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	1063	1,77	1,60
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	1063	1,52	1,60
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	956	0,91	0,91

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado considerando o drapejamento ocorrido durante a cravação.

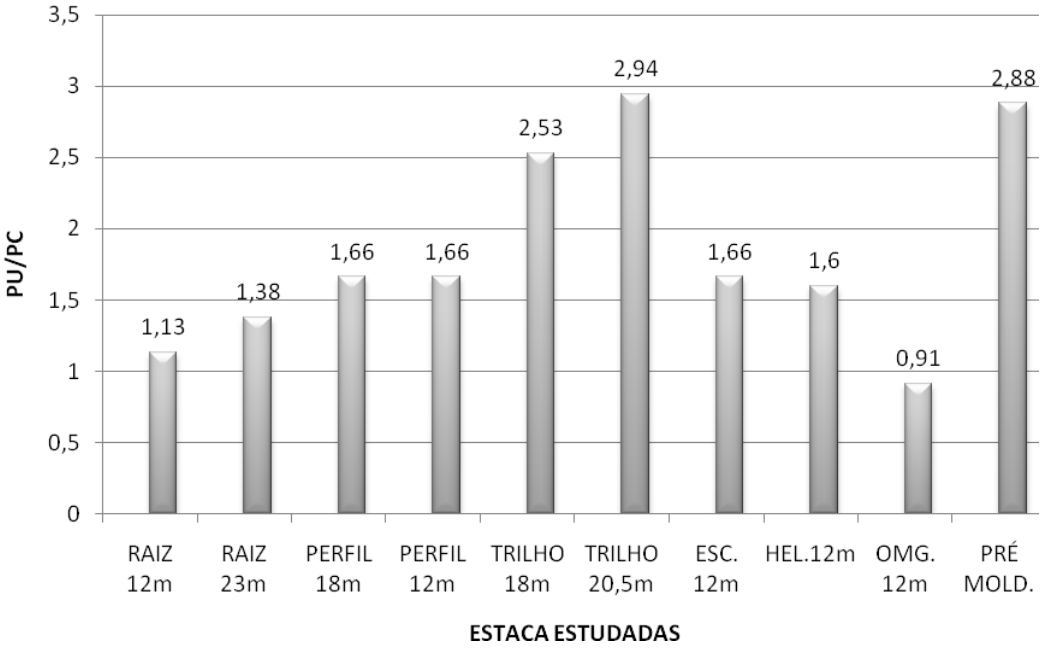


Figura 7.7. Valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando ca=0,8c e δ=0,95Φ.

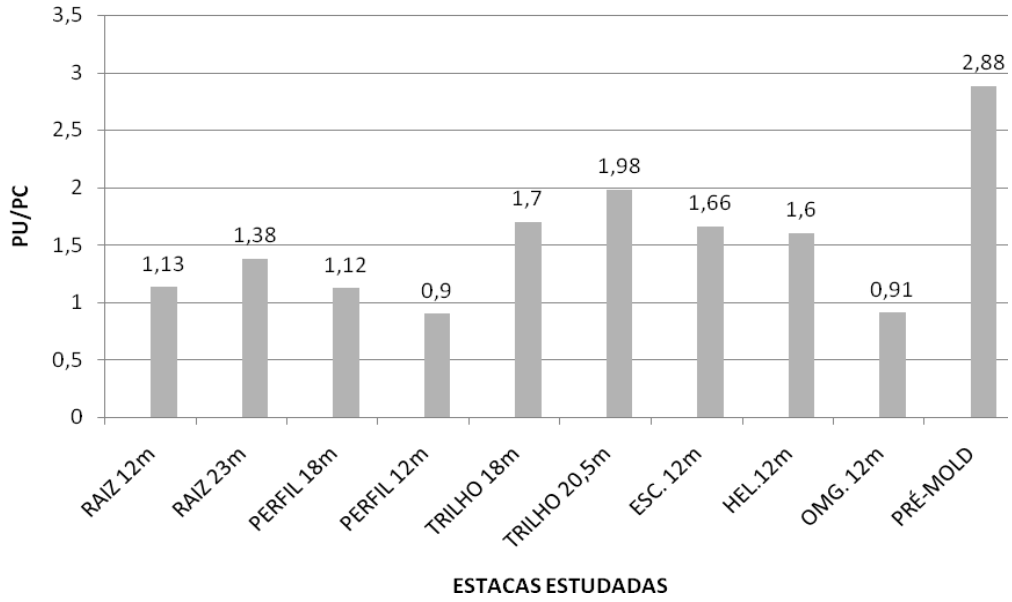


Figura 7.8. Valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando ca=0,8c e δ=0,95Φ e o drapejamento ocorrido nas estacas metálicas.

Tabela 7.8. Valores obtidos adotando-se ca=c e δ=Φ .Valor de K_u = 1,0. Meyerhoff (1973).

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	PU	PU/PC	PU/PC Médio por tipo de estaca
RAIZ TI	12	410	910	1202	1,32	1,29
RAIZ T2	12	410	980	1202	1,22	1,29
RAIZ T3	12	410	910	1202	1,32	1,29
RAIZ T4	23	310	1410*	2177	1,54	1,52
PERFIL I P1 - w250x32,7	18/14#	350**	998	1858/1261#	1,86/1,26#	1,77/1,27#
PERFIL I P2- w250x32,7	18/14#	350**	980	1858/1261#	1,90/1,29#	1,77/1,27#
PERFIL I P3- w250x32,7	12/8#	350**	500	995/552#	1,99/1,10#	1,99/1,10#
TRILHO TR1- TR37	18/14#	140**	267	760/520#	2,73/1,87#	2,73/1,87#
TRILHO TR2 – TR37	20,5/16,5#	140**	278	904/632#	3,25/2,27#	3,25/2,27#
PRÉ MOLDADA	14	180	200	654	3,27	3,27
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	1208	1,72	1,88
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	1208	2,0	1,88
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	1208	1,92	1,88
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	1208	1,72	1,81
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	1208	2,0	1,81
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	1208	1,72	1,81
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	1088	1,03	1,03

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.

* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado considerando o drapejamento ocorrido durante a cravação.

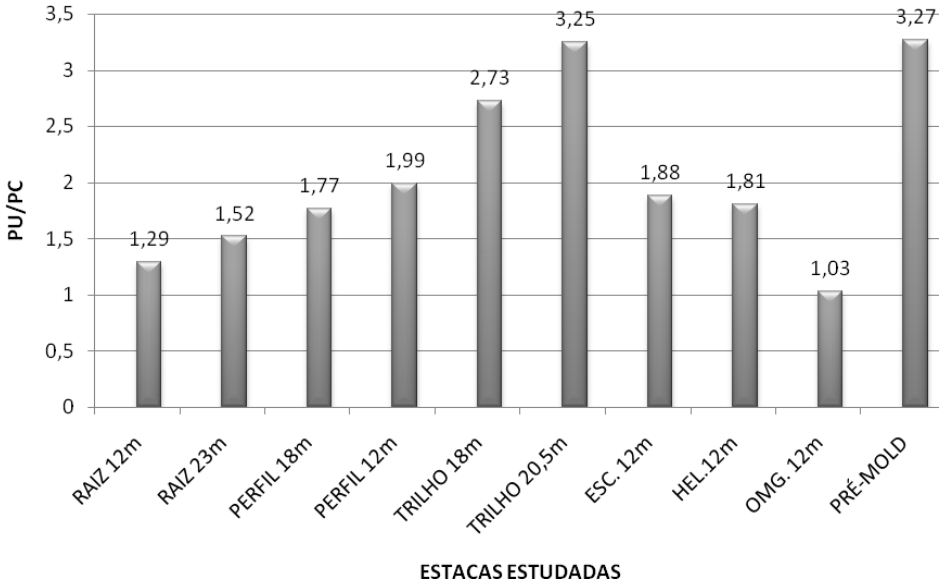


Figura 7.9. Valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando ca=c e δ=Φ.

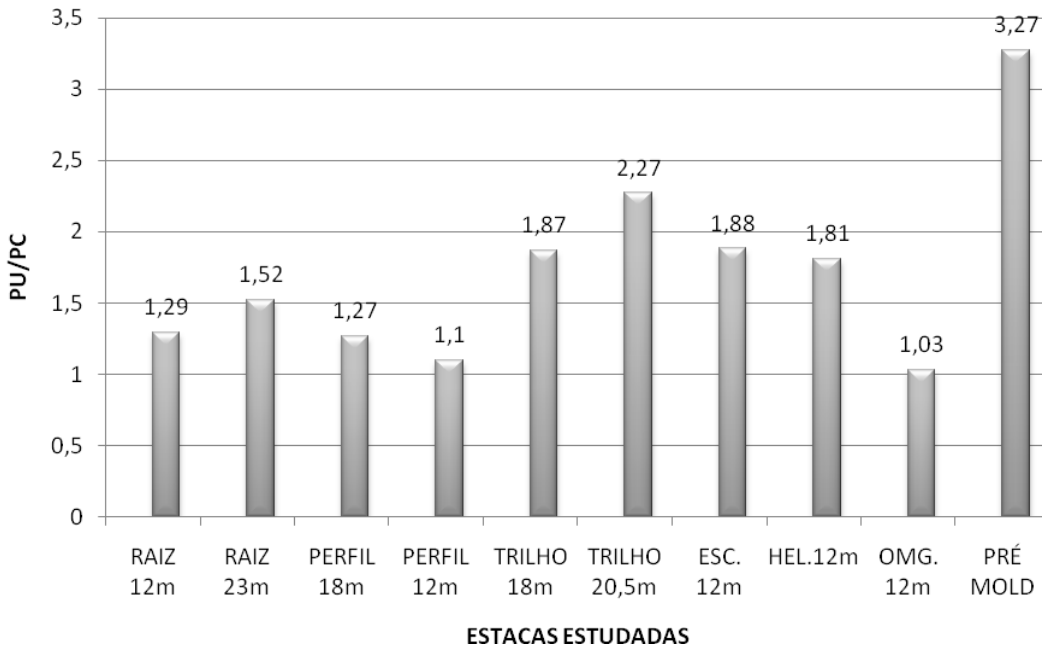


Figura 7.10. Valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando ca=c e δ=Φ e o drapejamento ocorrido nas estacas metálicas.

De uma forma geral, os valores de capacidade de carga, com exceção da estaca ômega, estimados pelo método foram maiores que os valores obtidos pelas provas de carga.

Na tabela 7.7 pode-se verificar que o valor de PU/PC médio para as estacas escavadas foi de 1,88, o que indica que o coeficiente de arrancamento K_u recomendado pelo autor para estacas escavadas, por meio da figura 7.8, não foi satisfatório para o subsolo do Campo Experimental. Tal fato também pode ser verificado analisando-se a tabela 7.6.

De acordo com as figuras 7.9 e 7.10 verifica-se que o método só foi adequado para a estaca tipo ômega, que apresentou valores de PU/PC de 0,91 e 1,03 respectivamente.

Deve-se levar em consideração que o gráfico fornecido pelo autor enquadra-se somente para o caso de estacas escavadas, não tendo sido elaborado para estacas de deslocamento.

Entretanto, apesar disto, as estacas escavadas apresentaram valores de capacidade de carga maiores do que os perfis metálicos e a estaca tipo ômega (que se situa em uma posição intermediária entre uma estaca de deslocamento e uma escavada).

Considerando-se a falta de adesão nos primeiros quatro metros em função do drapejamento induzido pela vibração de cravação, pode-se verificar que os valores de capacidade de carga previstos para as estacas metálicas e trilho apresentaram uma redução significativa.

El (2003) analisou o comportamento a tração de estacas apiloadas executadas em diversos Campos Experimentais do estado de São Paulo. Na tabela 7.9 são apresentados valores de K_u estimados por meio de retro-análises e considerando-se ca=c e $\delta=\Phi$.

Tabela 7.9. Valores de K_u obtidos por meio de retro-análises em estacas apiloadas.

Campo Experimental	L (m)	Diâmetro (m)	Ku Meyerhoff (1973)	Ku*	Ku/Ku*
São Carlos	6	0,20	1,5	0,4	3,75
Bauru	9	0,20	1,4	0,12	11,38
Bauru	10	0,20	1,4	0,12	11,67
Bauru	10	0,25	1,4	0,19	7,56
Ilha Solteira	12	0,20	1,8	0,24	7,66

Ku*=valor estimado por EL (2003) por meio de retro análises.

De acordo com a tabela 7.9 se verifica que também para as estacas apiloadas estudadas por El (2003) o valor do coeficiente de arrancamento sugerido por Meyerhoff (1973) também se apresentou inadequado.

7.4.4 Considerações finais

Dessa maneira, de acordo com o que foi exposto pode-se fazer as seguintes considerações a respeito do método:

- O método de Meyerhoff (1973) depende de valores de difícil obtenção prática, como o coeficiente de atrito estaca/solo (δ) e coesão estaca/solo (ca). Além da dificuldade de obtenção estes parâmetros poderão variar com as características do subsolo e com o processo executivo da estaca;

-O valor do coeficiente de arrancamento (K_u) proposto pelo autor é empírico e conduziu a valores contra a segurança, mesmo para as estacas escavadas em estudo, indicando dessa maneira a inadequabilidade do parâmetro proposto para a situação desta pesquisa;

-A formulação não contempla a influência das heterogeneidades das camadas de solo na estimativa da capacidade de carga;

-Da mesma maneira que no método do Cilindro do Atrito, ao se assumir valores de coeficiente de atrito estaca/solo (δ) e coesão estaca/solo (ca) como sendo o mesmo para qualquer tipo de estaca, estará se induzindo ao erro, uma vez que não haverá consideração da influência gerada pelo contato estaca/solo no processo de mobilização de resistência;

- De acordo com a formulação proposta por Meyerhoff (1973) a superfície de ruptura considerada é cilíndrica e ocorre no contato estaca/solo, o que ainda representa ponto de discórdia no meio técnico;

-A parcela referente à resistência lateral da equação da capacidade de carga proposta por Meyerhoff (1973) é baseada na teoria de resistência lateral, sendo o valor do coeficiente de empuxo horizontal (K_h) substituído por um coeficiente de arrancamento proposto pelo autor (K_u).

- O método apresentou valor de PU/PC médio, considerando-se todas as estacas estudadas e ca=c e δ=Φ (Tabela 7.10) igual a 1,73 (sd=0,64, coeficiente de variação=36,7% desvio máximo em relação à média= +1,54; desvio mínimo em relação à média=-0,70).

- O método apresentou valor de PU/PC médio, considerando-se todas as estacas estudadas e ca=0,8c e δ=0,95Φ (Tabela 7.8) igual a 1,53 (sd=0,57, coeficiente de variação=37,1% desvio máximo em relação à média= +2,88; desvio mínimo em relação à média=-0,90).

7.5 MÉTODO DE Kulhawy e equipe (1985) (Universidade de Cornell)

7.5.1 Considerações gerais sobre o método

Kulhawy (1985) equaciona a resistência ao arrancamento de estacas escavadas e tubulões sem base alargada por meio do equilíbrio de forças verticais, conforme se pode verificar na figura 7.11. A equação proposta por Kulhawy (1985) é a seguinte:

$$Q_{plu} = W + Q_{ptf} + Q_{stf} = W + Q_{ptf} + \int_{area} \tau(z).dz \quad (7.17)$$

Onde:

W= peso da fundação;

Q_{ptf}=resistência de ponta;

Q_{stf}=resistência de atrito lateral;

τ= tensão de resistência lateral ao longo de uma superfície de cisalhamento geral.

De acordo com os estudos realizados, verificou-se que as estacas escavadas de seção cilíndrica apresentavam sua ruptura ao longo do contato estaca/solo, apresentando dessa maneira uma superfície de ruptura de formato cilíndrico. Na figura 7.11 podem ser observados os diagramas de transferência de carga ao longo do fuste e representação dos esforços atuantes.

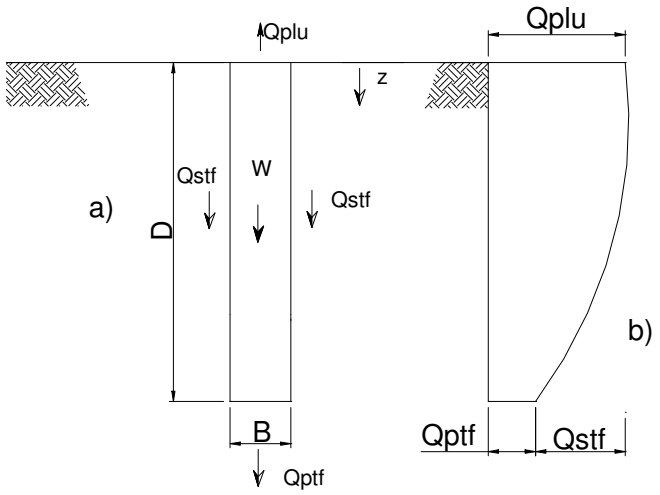


Figura 7.11. Estaca ou tubulão sem base alargada submetidos à tração: a) representação dos esforços; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste. Kulhawy (1985).

Durante o início do arrancamento desenvolvem-se esforços cisalhantes segundos planos que satisfazem as condições de *Mohr-Coulomb*. Grandes deslocamentos ao longo destes planos não são possíveis em termos cinéticos; dessa maneira, o solo é forçado a desenvolver esforços cisalhantes devido ao deslocamento com o maior movimento da

fundação, resultando assim em uma superfície de deslizamento contínua. Tal superfície contínua é muito próxima ao contato solo-estaca, definindo dessa maneira uma superfície de cisalhamento cilíndrica. A figura 7.12 apresenta um esquema do mecanismo pelo qual este tipo de ruptura ocorre.

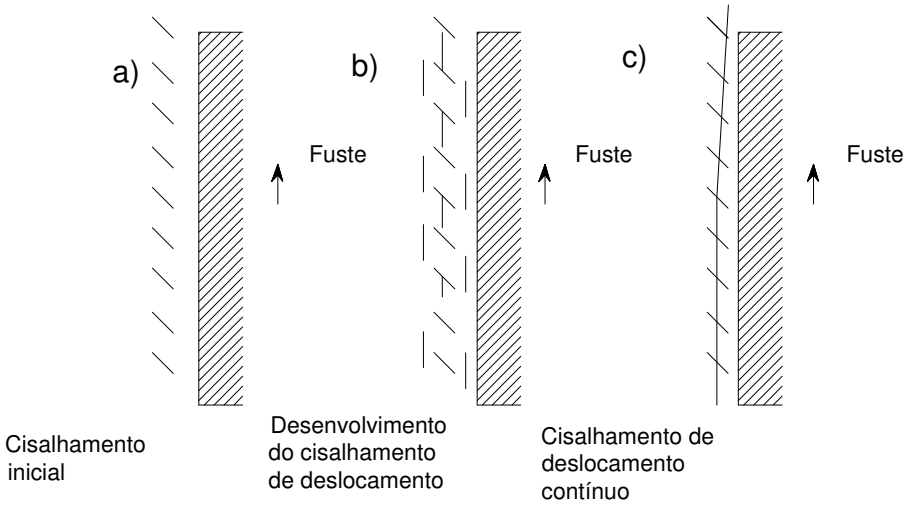


Figura 7.12. Desenvolvimento de uma superfície de ruptura junto ao contato estaca-solo. Kulhawy (1985).

Entretanto, em alguns casos, de acordo com Orlando (1999), o cisalhamento inicial constitui um modo de ruptura possível antes de o cisalhamento de deslocamento contínuo desenvolver. Ocorre desta maneira, uma superfície de ruptura composta, constituída por um cone de solo junto à superfície do terreno com uma superfície cilíndrica abaixo.

7.5.2 Formulação

A resistência última lateral ao arrancamento, admitindo uma ruptura cilíndrica será dada por:

$$Q_{plu} = \int_0^L p(z).\sigma'_h.(z).tg\delta'(z).dz \qquad (7.18)$$

ou ainda tem-se:

$$Q_{plu} = \int_0^L p.(z).\sigma'_v(z).K(z).tg\delta'(z).dz \quad (7.19)$$

Onde:

p= perímetro da fundação;

σ'_h= tensão efetiva horizontal que age como uma tensão normal na interface solo fuste;

δ'=ângulo de atrito efetivo para o contato solo-estaca;

σ'_v=tensão vertical efetiva;

K= coeficiente de empuxo horizontal (σ'_h/σ'_v).

Os valores correspondentes ao perímetro (p) e a tensão vertical efetiva (σ'_v) podem ser facilmente determinados. Kulhawy não limita o valor de σ'_v com a profundidade, defendendo que a tensão horizontal efetiva σ'_h=K. σ'_v, é limitada pelo valor de K, que será em função da razão de sobre-adensamento (OCR) e da determinação do ângulo de atrito ϕ com o aumento da profundidade.

De acordo com Orlando (1999), os valores de ângulo de atrito do contato estaca-solo (δ') baseiam-se em estudos de Kulhawy para interface rugosa, ou seja, $\delta'/\phi'>1$. Em caso de concretagem *in loco*, com *slump* maior que 10 cm, em solos arenosos, a superfície de interface pode ser considerada rugosa. Neste caso a superfície de ruptura não ocorrerá na interface solo-estaca, movendo-se para o solo adjacente junto ao fuste; na prática deve-se adotar $\delta'/\phi'=1$.

O coeficiente K é o parâmetro mais difícil de ser avaliado, pois depende do coeficiente de empuxo em repouso K_o e das modificações de tensões causadas pelo método de implantação da estaca, pelo carregamento e pelo seu tempo. De acordo com estes fatores, poderá ocorrer um aumento ou diminuição do coeficiente original K_o.

Pode-se estimar o valor de K_o estabelecendo-se um diagrama de K_o com a profundidade. Dessa maneira, ao assumir-se K_o= 1-senϕ' (JAKY, 1944), fica-se quase sempre dentro da segurança. Os valores de K_o podem ser estimados por meio de ensaios de campo, do histórico de tensões ou de correlações empíricas.

Conhecendo-se K_o pode-se determinar o valor de K. Sugere-se adotar a relação K/K_o variando entre 2/3 a 1,0. O valor menor correspondente à construção com lama, enquanto que o maior corresponde a execuções secas e com mínimo amolgamento do solo. Instalações de estacas com camisas de revestimento abaixo do nível de água deve ser tratado como um caso intermediário. No entanto, quando há movimentos grandes de solos

(areias com água, etc.) com alívio maior das tensões, pode-se atingir o estado limite mínimo de tensões. Estas situações exigem estudos especiais. Já, no caso de cimento expansivo, K/K_o poderá ser maior que 1,0.

Finalmente, pode-se escrever a resistência lateral da fundação em estacas e tubulões sem base alargada por meio da expressão 7.20:

$$Q_{plu} = \frac{K}{K_0}.\int_0^D p(z).\sigma_v'.(z).K_0.(z).tg\left(\phi'.(z)\frac{\delta'}{\phi'}\right).dz \quad (7.20)$$

com :

$$\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0 \quad \text{e} \quad \frac{2}{3} \leq \frac{K}{K_o} \leq 1{,}0 \quad (7.21)$$

7.5.3 Resultados obtidos e discussões

Foram previstos os valores de capacidade de carga das estacas em estudo adotando-se as recomendações $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $\frac{K}{K_o} = 1{,}0$ e $\frac{K}{K_o} = 0{,}66$ sugeridas pelo autor, além do peso próprio da fundação.

Logo após, estimou-se, por meio de retro-análises, os valores referentes aos coeficientes de empuxo horizontal considerando-se coeficiente de empuxo em repouso característico médio, estimado através da equação de Jaky (1944), para o Campo Experimental equivalente a 0,60 e os valores de capacidade de carga obtidos por meio das provas de carga executadas. O valor do ângulo de atrito estaca/solo foi adotado de acordo com a recomendação dos próprios autores, onde $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$. Nas tabelas 7.10 e 7.11 são apresentados os valores obtidos. As figuras 7.13 até 7.16 apresentam uma comparação entre os valores de PU/PC médios obtidos para cada tipo de estaca.

Tabela 7.10. Valores de capacidade de carga adotando-se $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $0{,}66 = \frac{K}{K_o}$

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	PU (kN)	PU/PC	PU/PC médio por estaca
RAIZ TI	12	410	910	270	0,30	0,29
RAIZ T2	12	410	980	270	0,28	0,29
RAIZ T3	12	410	910	270	0,30	0,29
RAIZ T4	23	310	1410*	589	0,42	0,44
PERFIL I P1 - w250x32,7	18/14#	350**	998	451´/352#	0,45´/0,35#	0,44´/0,35#
PERFIL I P2- w250x32,7	18/14#	350**	980	451´/352#	0,46´/0,36#	0,44´/0,35#
PERFIL I P3- w250x32,7	12/8#	350**	500	204´/138#	0,41´/0,27#	0,41´/0,27#
TRILHO TR1- TR37	18/14#	140**	267	190´/147#	0,71´/0,55#	0,71´/0,55#
TRILHO TR2 – TR37	20,5/16,5#	140**	278	222´/180#	0,80´/0,65#	0,80´/0,65#
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	151	0,76	0,76
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	268	0,38	0,42
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	268	0,45	0,42
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	268	0,43	0,42
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	268	0,38	0,40
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	268	0,45	0,40
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	268	0,38	0,40
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	236	0,22	0,22

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.

* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado considerando o drapejamento ocorrido durante a cravação.

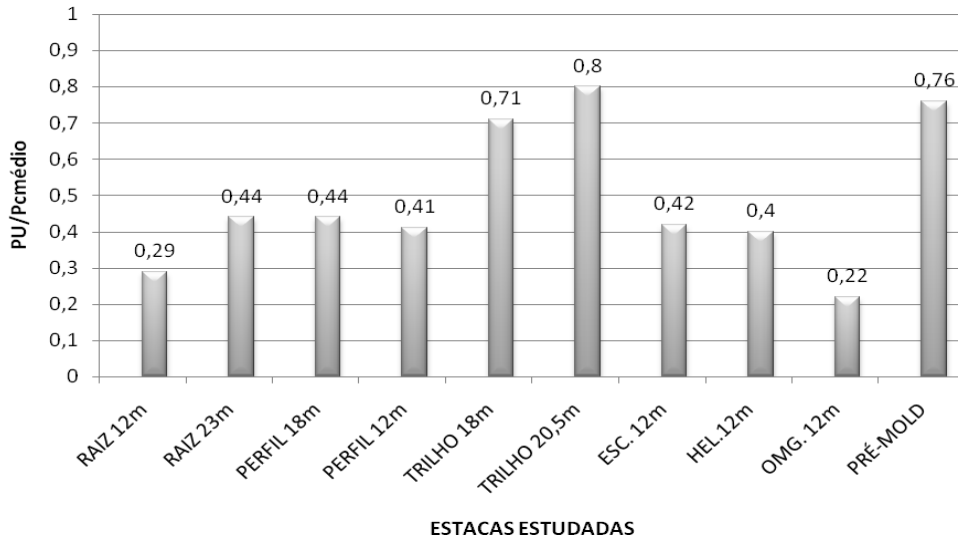


Figura 7.13. Valores de PU/PC obtidos para as estacas estudadas considerando $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $\frac{2}{3} = \frac{K}{K_o}$

A figura 7.14 apresenta a comparação entre os valores de PU/PC obtidos para as estacas em estudo considerando-se a influência do drapejamento ocorrido nas estacas metálicas.

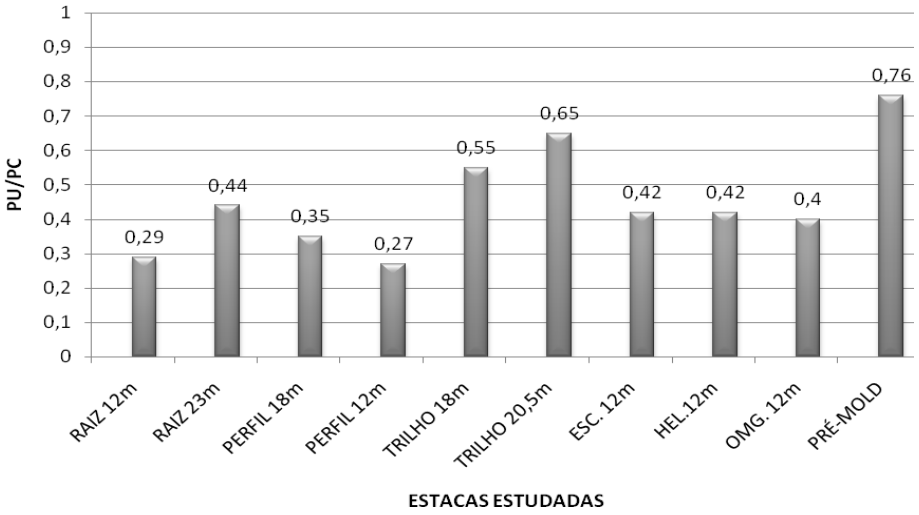


Figura 7.14. Valores de PU/PC obtido para as estacas estudadas considerando-se o drapejamento ocorrido e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $0{,}66 = \frac{K}{K_o}$

Tabela 7.11. Valores de capacidade de carga adotando-se $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $\frac{K}{K_o} = 1{,}0$.

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	PU (kN)	PU/PC	PU/PC médio por estaca
RAIZ TI	12	410	910	390	0,43	0,42
RAIZ T2	12	410	980	390	0,40	0,42
RAIZ T3	12	410	910	390	0,43	0,42
RAIZ T4	23	310	1410*	875	0,62	0,62
PERFIL I P1 - w250x32,7	18/14#	350**	998	680´/531#	0,68´/0,53#	0,68´/0,53#
PERFIL I P2- w250x32,7	18/14#	350**	980	680´/531#	0,69´/0,54#	0,68´/0,53#
PERFIL I P3- w250x32,7	12/8#	350**	500	307´/206#	0,61´/0,41#	0,61´/0,41#
TRILHO TR1- TR37	18/14#	140**	267	279´/219#	1,04´/0,82#	1,04´/0,82#
TRILHO TR2 – TR37	20,5/16,5#	140**	278	332´/269#	1,19´/0,97#	1,19´/0,97#
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	386	0,55	0,60
ESTACA PRÉ-MOLDADA	14	180	200	223	1,11	1,11
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	386	0,64	0,60
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	386	0,61	0,60
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	386	0,55	0,58
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	386	0,64	0,58
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	386	0,55	0,58
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	345	0,33	0,33

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.

* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado considerando o drapejamento ocorrido durante a cravação.

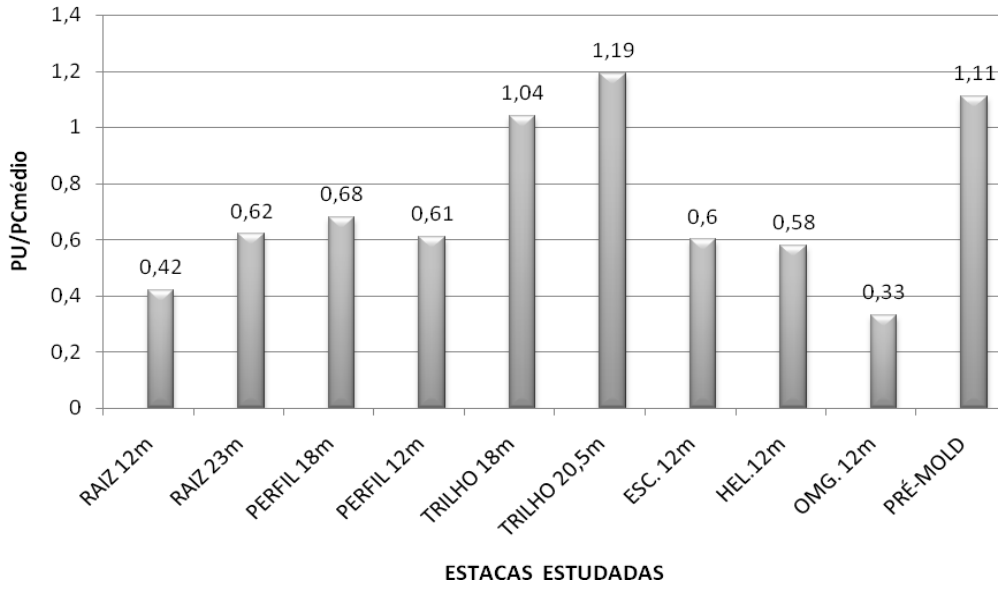


Figura 7.15. Valores de PU/PC obtidos para as estacas estudadas considerando $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $\frac{K}{K_o} =$ 1,0.

A figura 7.16 apresenta uma comparação entre os valores de PU/PC obtidos para cada tipo de estacas considerando-se a influência do drapejamento ocorrido durante a cravação das estacas tipo perfil e trilho.

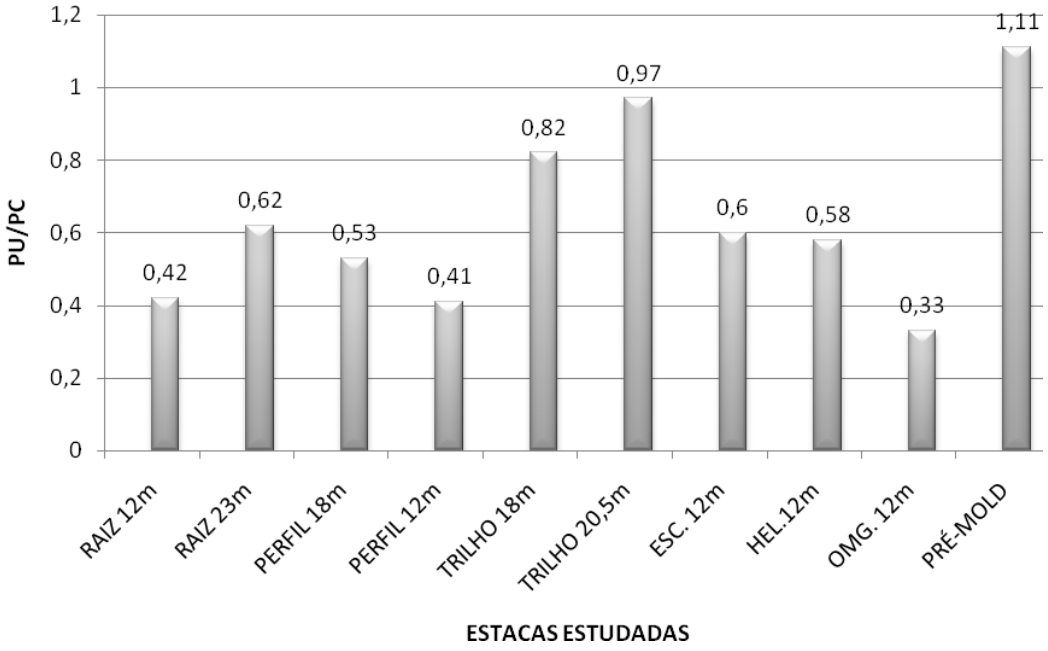


Figura 7.16. Valores de PU/PC obtidos para as estacas estudadas considerando-se o drapejamento ocorrido e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$ e $1{,}0 = \frac{K}{K_o}$

De acordo com os valores demonstrados pelas tabelas e figuras apresentadas, pode-se verificar que o método apresenta, de uma maneira geral, adotando-se os valores de δ e K sugeridos pelo autor, valores de PU/PC <1,0.

Em ambos os casos, as estacas tipo trilho e pré-moldada de concreto foram as que apresentaram (desconsiderando-se 4m de face lateral em função do drapejamento) valores de PU/PC médios mais próximos de 1,0.

Na tabela 7.12 são apresentados os valores de K estimados por meio de retro-análises. A figura 7.17 apresenta uma comparação entre os valores de K estimados para os diversos tipos de estacas e o estimado para o Campo Experimental.

Tabela 7.12. Valores de coeficiente de empuxo horizontal estimados por meio de retro análises, adotando-se $K_o = 0,60$ e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1,0$

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	K	K/K_o	Kmédio por estaca	K/K_o médio por estaca
RAIZ TI	12	410	910	1,45	2,42	1,50	2,50
RAIZ T2	12	410	980	1,59	2,65	1,50	2,50
RAIZ T3	12	410	910	1,45	2,42	1,50	2,50
RAIZ T4	23	310	1410*	0,98	1,64	0,98	1,64
PERFIL I P1 - w250x32,7	18	350**	998	0,88	1,47	0,87	1,45
PERFIL I P2- w250x32,7	18	350**	980	0,86	1,44	0,87	1,45
PERFIL I P3- w250x32,7	12	350**	500	0,98	1,64	0,98	1,64
TRILHO TR1- TR37	18	140**	267	0,57	0,95	0,57	0,95
TRILHO TR2 – TR37	20,5	140**	278	0,50	0,84	0,50	0,84
ESTACA PRÉ-MOLDADA	14	180	200	0,62	1,03	1,03	1,03
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	1,14	1,90	1,04	1,74
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	0,97	1,61	1,04	1,74
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	1,02	1,70	1,04	1,74
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	1,14	1,90	1,08	1,80
ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	0,97	1,61	1,08	1,80
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	1,14	1,90	1,08	1,80
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	1,91	3,18	1,91	3,18

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.

* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral.

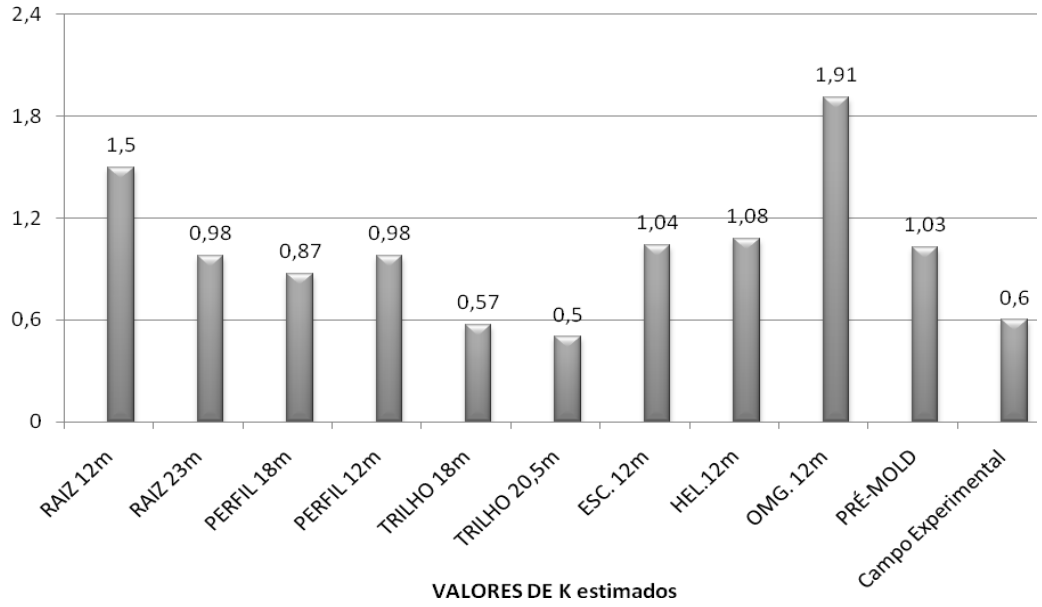


Figura 7.17. Comparação entre os valores de K estimados adotando-se $K_o = 0,60$ e $\frac{\delta'}{\phi'} = 1,0$

7.5.4 Considerações finais

Dessa maneira, por meio dos resultados obtidos, observa-se que:

-Os valores de K/K_0 obtidos para as estacas estudadas, com exceção das estacas metálicas tipo trilho TR37 e pré-moldada, não correspondem à sugestão do autor de $\frac{2}{3} \leq \frac{K}{K_o} \leq 1{,}0$;

-Para a utilização do método é necessário o conhecimento dos valores de coeficiente de empuxo em repouso (K_o) e ângulo de atrito estaca/solo (δ). Estes valores são de difícil obtenção e muitas vezes não são disponíveis;

-Ao se adotar $\frac{\delta'}{\phi'} = 1{,}0$, estará se assumindo que o valor do ângulo de atrito estaca/solo, para diferentes estacas executadas no mesmo perfil, será o mesmo, ou seja, esta recomendação não leva em consideração a influência do processo executivo de cada tipo de estaca e sua interferência na mobilização do atrito lateral, o que não corresponde à realidade;

- O parâmetro $\frac{K}{K_o}$ apresentado pelo método tem a função de considerar no cálculo a influência do processo executivo da estaca no valor do coeficiente de empuxo em repouso do perfil;

-Ao se considerar $\frac{2}{3} \leq \frac{K}{K_o} \leq 1{,}0$, estará se limitando o parâmetro K a um valor máximo equivalente ao coeficiente de empuxo em repouso do solo, dessa maneira, K variaria de um valor mínimo equivalente a $0{,}66K_o$ até K_o. Tal suposição, considerando-se aspectos físicos, poderia ser aplicada em estacas onde ocorre o desconfinamento do solo durante sua execução, como o caso das estacas escavadas. Entretanto, para estacas de deslocamento, esta recomendação não poderia ser aplicada;

-A utilização do método depende dos valores do coeficiente de empuxo horizontal (K), coeficiente de empuxo em repouso (K_o) e coeficiente de atrito estaca solo (δ). Ao se assumir as recomendações de ângulo de atrito estaca/solo, sem considerar-se o tipo de estaca, na aplicação da fórmula a influência do tipo de estaca se refletirá somente no parâmetro K;

-A formulação não leva em consideração o coeficiente de adesão estaca/solo (ca), o que certamente poderá influenciar na estimativa da capacidade de carga de estacas executadas em solo argiloso ou siltoso;

-O método apresentou valor médio de PU/PC, considerando-se todas as estacas estudadas e δ/Ø=1,0 e K/Ko=0,66 (figura 7.14), igual a 0,46 (sd=0,15, coeficiente de variação=32,4% desvio máximo em relação à média= +0,31; desvio mínimo em relação à média=-0,19);

-O método apresentou valor médio de PU/PC, considerando-se todas as estacas estudadas e δ/Ø=1,0 e K/Ko=1,0 (figura 7.16), igual a 0,64 (sd=0,24, coeficiente de variação=37,6% desvio máximo em relação à média= +0,47; desvio mínimo em relação à média=-0,31);

-O método apresentou valores de PU/PC mais próximos da unidade para a estaca pré-moldada e trilho.

7.6 MÉTODO DE Levacher & Sieffert (1984)

7.6.1 Considerações gerais

Levacher & Sieffert (1984) propõe uma fórmula para avaliação da capacidade de carga última à tração em estacas executadas em areia, cujo resultado depende do modo de instalação da estaca.

Os estudos foram baseados em resultados de ensaios em modelos reduzidos. Estes modelos constituíam-se em estacas de aço tubulares com diâmetro de 35 mm e 0,90m de comprimento. Os tipos de instalação utilizados foram: cravação por impacto, cravação por vibração e escavação.

7.6.2 Formulação

Os autores admitem uma distribuição triangular das tensões laterais. A resistência última à tração é dada por:

$$Q_{plu} = \frac{1}{2}.K_o.\gamma.p.f.D^2.K_{mo} \quad (7.22)$$

Onde:

K_o= 1-senϕ;

f=tgϕ;

K_{mo}= coeficiente de método de execução da estaca fornecido pela tabela 7.13;

D=comprimento da estaca;

γ=peso específico do solo;

p=perímetro da estaca.

Tabela 7.13. Coeficientes do método de instalação da estaca. Levacher & Sieffert (1984).

Tipo de Estaca	K_{mo}	Observações
Escavada	2,4	Compacidade relativa $D_r \leq 0{,}50$
Cravada por impacto	2,7	----
Cravada por vibração	3,2	----

7.6.3 Resultados obtidos e discussões

São apresentados na tabela 7.14 os valores de capacidade de carga previstos pelo método em questão. A figura 7.18 apresenta uma comparação entre os valores de PU/PC médios obtidos para tipo de estaca.

Tabela 7.14. Valores de capacidade de carga estimados pelo método.

TIPO DE ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	K_{mo} adotado	PU (kN)	PU/PC	PU/PC Médio por estaca
RAIZ TI	12	410	910	2,4	841	0,9	0,90
RAIZ T2	12	410	980	2,4	841	0,9	0,90
RAIZ T3	12	410	910	2,4	841	0,9	0,90
RAIZ T4	23	310	1410*	2,4	2394	1,7	1,70
PERFIL I P1 - w250x32,7	18/14#	350**	998	2,7	1846´/1117#	1,8´/1,12#	1,85´/1,13#
PERFIL I P2- w250x32,7	18/14#	350**	980	2,7	1846´/1117#	1,9´/1,14#	1,85´/1,13#
PERFIL I P3- w250x32,7	12/8#	350**	500	2,7	820´/365#	1,6´/0,73#	1,90´/0,73#
TRILHO TR1- TR37	18/14#	140**	267	2,7	745´/451#	2,8´/1,69#	2,80´/1,69#
TRILHO TR2 – TR37	20,5/16,5#	140**	278	2,7	966´/626#	3,5´/2,25#	3,50´/2,25#
ESTACA PRÉ-MOLDADA	14	18	200	2,7	574	2,9	2,9
ESTACA ESCAVADA EC01	12	400	700*	2,4	844	1,2	1,30
ESTACA ESCAVADA EC02	12	400	600*	2,4	844	1,4	1,30
ESTACA ESCAVADA EC03	12	400	630*	2,4	844	1,3	1,30
ESTACA HÉLICE HC01	12	400	700*	2,4	844	1,2	1,27

ESTACA HÉLICE HC02	12	400	600*	2,4	844	1,4	1,27
ESTACA HÉLICE HC03	12	400	700*	2,4	844	1,2	1,27
ESTACA OMEGA OM 01	12	370	1051*	2,4	783	0,7	0,70

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.

* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral. ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado considerando o drapejamento ocorrido durante a cravação.

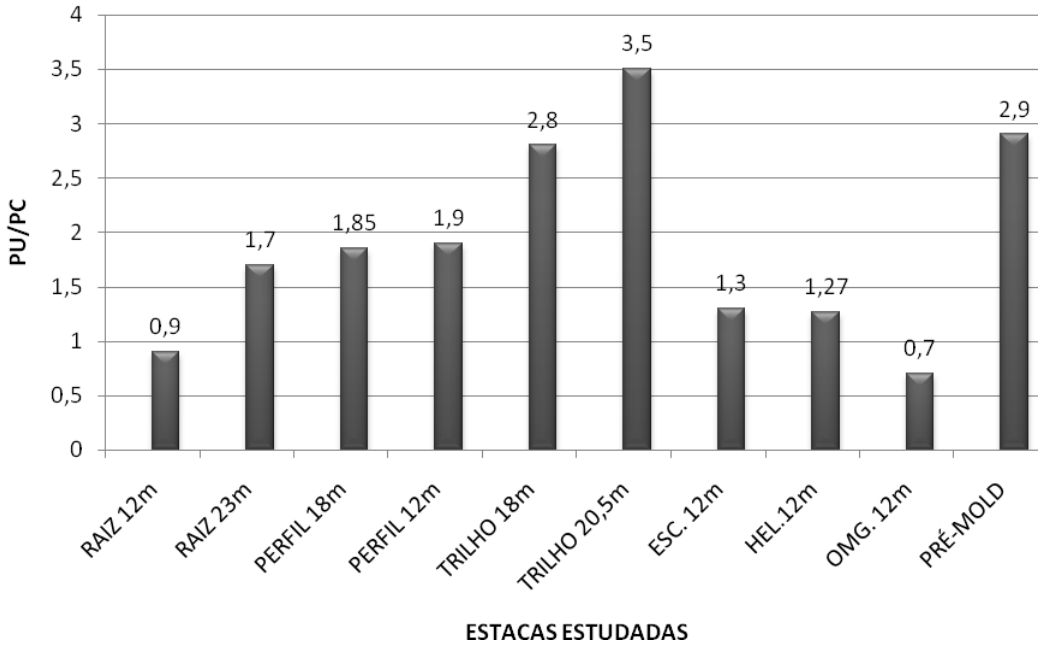


Figura 7.18. Comparação de entre valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas.

Na figura 7.19 é apresentada a comparação entre os valores de PU/PC obtidos considerando-se o drapejamento ocorrido durante a execução das estacas metálicas.

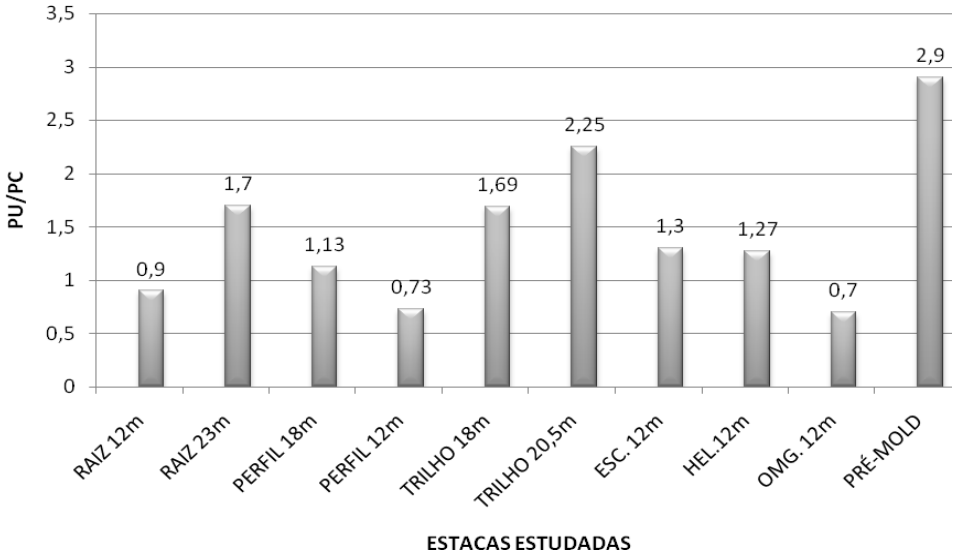


Figura 7.19. Comparação entre valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas considerando o drapejamento ocorrido nas estacas metálicas.

Observa-se pela tabela 7.14 que as estacas tipo raiz de 12m e a estaca ômega apresentaram valores de PU/PC médios < 1,0. Já as estacas escavadas e hélice contínua apresentaram cargas máximas previstas superiores àquelas obtidas pelas provas de carga, porém dentro de uma faixa de variação de até 30%, o que é razoável para um método teórico**.**

Ainda de acordo com a tabela 7.14 pode-se notar que as estacas metálicas tipo perfil I (18m), trilho e raiz de 23m de comprimento apresentaram valores de PU/PC médios acima da unidade.

Entretanto, como já foi anteriormente comentado, durante a cravação das estacas metálicas e trilho, houve um drapejamento com conseqüente perda de contato estaca/solo até uma profundidade média de 4,0m. Por meio da tabela 7.14, onde são também apresentados valores de capacidade de carga previstos pelo método considerando-se o drapejamento ocorrido, pode-se notar que a relação PU/PC cai significativamente. Todavia, os valores de PU/PC médios para estas estacas ainda se mantêm acima da unidade.

Desta maneira, para estacas metálicas tipo perfil I, cujos valores inicialmente estimados de PU/PC eram de 1,85 para estacas de 18m e 1,90 para estaca de 12m, (Figuras 7.18 e 7.19) agora se apresentam em valores de 1,13 e 0,73 respectivamente; tornando-se

dessa maneira o método aceitável para a estimativa da capacidade de carga para estas estacas.

Para as estacas tipo trilho, a exemplo das estacas tipo perfil, as relações PU/PC também sofreram decréscimo, sendo para estaca de 18m um decréscimo de 2,80 para 1,69 e para a estaca de 20,5m de 3,50 para 2,25. Entretanto, mesmo apesar da influência do drapejamento, os valores de PU/PC ainda me mantiveram acima da unidade.

Esta significativa variação dos valores estimados de capacidade de carga devido ao drapejamento era de se esperar, pois este método, como apresenta a equação 7.22 é bastante influenciado pelo comprimento da fundação, sendo esta dimensão elevada ao quadrado.

Apesar de ser um método inicialmente desenvolvido para areias, os parâmetros de capacidade de carga estimados por Levacher & Sieffert (1984) apresentaram para todas as estacas, exceto para os trilhos, pré-moldada e estaca raiz de 23m, valores de PU/PC médios variando entre 0,73 à 1,27, conforme apresentado na figura 7.19 .

El (2003), por meio de retro análises executadas em estacas apiloadas implantadas em locais experimentais situados nas cidades de São Carlos, Bauru e Ilha Solteira, todas no interior de São Paulo, obteve os valores de K_{mo} apresentados no quadro 7.1 seguinte:

Quadro 7.1. Parâmetros para métodos teóricos propostos baseados em retro análises. El (2003).

Método	Resultados obtidos
Levacher & Sieffert (1984)	$K_{mo}=1,66^{*}$, $K_{mo}=1,12^{**}$, $K_{mo}=1,0^{+}$, $K_{mo}=1,14^{++}$, $K_{mo}=0,87^{\#}$

* São Carlos (D=0,20m; L=6,0m); ** Bauru (D=0,20m; L=9m); $^{+}$ Bauru (D=0,20m; L=10m); $^{++}$Bauru (D=0,25m; L=10m); $^{\#}$ Ilha Solteira (D=0,20m; L=12m).

Vale a pena salientar que o subsolo dos locais estudados por El (2003) é caracterizado por ser essencialmente arenoso, diferente do subsolo contemplado neste trabalho, que pode ser caracterizado como argiloso.

7.6.4 Considerações finais

De acordo com o que anteriormente exposto, pode ser feitas as seguintes observações:

-Este método possui como vantagem a sua facilidade de aplicação. A obtenção do parâmetro K_o é fornecida pela equação de Jaky (1944), o parâmetro K_{mo} corresponde a um valor empírico que introduz na equação, ao multiplicar $K_{o,}$ a influência do processo executivo na alteração do valor do coeficiente de empuxo;

-O parâmetro K_{mo} é empírico e deve ser obtido para cada tipo de estaca e condição de subsolo.

-De acordo com a equação 7.22 apresentada, pode-se concluir que a superfície de ruptura idealizada pelos autores situa-se no contato estaca/solo.

- Observando-se a figura 7.19 verifica-se que o método apresentou valor médio de PU/PC (considerando-se todas as estacas estudadas) igual a 1,46. (sd=0,66, coeficiente de variação igual a 45,5%, desvio máximo em relação à média= +1,44; desvio mínimo em relação à média=-0,76).

7.7 MÉTODO da Universidade de Grenoble

7.7.1 Considerações gerais sobre o método

As pesquisas na Universidade de Grenoble contaram com a colaboração da E.D.F (*Eletricité de France*) organização estatal francesa de energia elétrica, além dos resultados obtidos dos próprios modelos reduzidos ensaiados e em um número elevado de provas de carga realizadas em escala natural por uma série de instituições, através de países membros da C.I.G.R.É (*Conferencé Internacionale dês Grands Réseaux Électrique à Haute Tension*). Garcia (2005).

Dentre os trabalhos de pesquisa sobre fundações tracionadas desenvolvidos na Universidade de Grenoble merece destaque os aqueles desenvolvidos por: RIBIER (1962), Martin (1966), Montel (1963), Trân-Vô-Nhiên , Batmanabane (1973). Garcia (2005).

Cabe ressaltar, que atualmente, devido a sua confiabilidade (alcançada por diversos estudos), o Método da Universidade de Grenoble seja provavelmente o mais utilizado em

projetos de fundações para torres de transmissão no Brasil, sendo seguido logo após, pelo método do Tronco de Cone. Garcia (2005).

É uma rotina de cálculo que envolve quase todos os tipos de fundações, pois é resultante da análise de modelos reduzidos de estacas, placas, sapatas, tubulões com ou sem base alargada. As considerações técnicas foram aferidas em vários países por meio da execução de provas de carga em escala natural.

Este procedimento de cálculo considera um solo genérico com determinado peso específico, ângulo de atrito e coesão.

Por meio de testes em laboratórios para diferentes tipos e profundidades de fundações, de acordo com Orlando (1999), constatou-se que a ruptura de uma fundação tracionada poderá ocorrer segundo dois casos diferentes de comportamento:

1) *Cisalhamento generalizado*: quando a superfície de ruptura é composta por retas inclinadas com a vertical, atingindo a superfície do terreno. Este comportamento corresponde a estacas de seção cilíndrica ou prismática.

2) *Cisalhamento localizado*: quando a superfície de ruptura localiza-se ao redor da base da fundação. Este comportamento refere-se às fundações de placas ou de base alargadas cuja profundidade é maior do que a profundidade crítica.

Esse comportamento lembra Orlando (1999), nada tem a ver com a nomenclatura ruptura generalizada e localizada de Terzaghi para a previsão da capacidade de carga à compressão.

No caso de tubulões sem base alargada, este procedimento de cálculo admite uma superfície de ruptura tronco-cônica, cuja geratriz forma um ângulo λ com a vertical.

A carga de ruptura de uma estaca ou de um tubulão sem base alargada implantados em um solo homogêneo, corresponderá à soma da resistência ao cisalhamento mobilizado ao longo da superfície de ruptura, do peso próprio da fundação, da sobrecarga atuante na superfície do terreno (quando esta existir) e com o peso do solo contido no interior da superfície de ruptura tronco-cônica.

7.7.2 Formulação

Para a dedução deste procedimento será considerado um solo homogêneo, com determinados valores de ângulo de atrito (ϕ), peso específico (γ) e coesão (c). A superfície de ruptura será admitida como uma reta que parte da base da fundação (ponta) e que atinge a superfície do terreno. Considera-se então esta reta inclinada com a vertical a um ângulo λ.

-*Estacas cilíndricas:*

As figuras 7.20 e 7.21 apresentam o plano da superfície de ruptura com um plano vertical de uma estaca de seção cilíndrica sujeita à esforços de arranque.

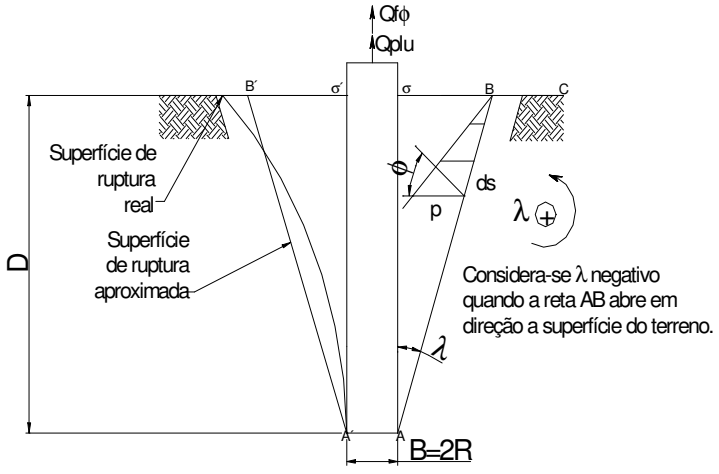


Figura 7.20. Distribuições das tensões devido ao atrito. Biarez & Barraud (1968).

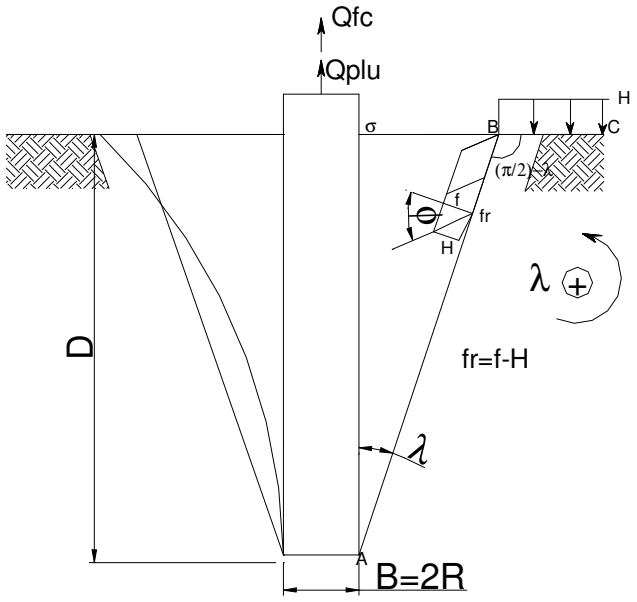


Figura 7.21. Distribuição das tensões representando a influência da coesão num solo de ângulo de atrito ϕ. Biarez & Barraud (1968).

Nota-se que uma massa de solo esteja solidária a estaca e que a linha da superfície de ruptura configura-se como uma reta que parte da ponta da estaca atingindo a superfície do terreno. As tensões que agem na linha de ruptura estão inclinadas um ângulo ϕ em relação ao plano de ruptura. Dessa maneira, a parcela referente ao esforço máximo tracionante será a será o somatório das tensões atuantes dentro da superfície tronco-cônica limitada pela linha de ruptura. A consideração de que a linha de ruptura configura-se em uma reta consiste em uma simplificação, uma vez que esta possui uma tendência a apresentar forma de arco.

Portando, pode-se considerar que a resistência aos esforços de arrancamento (Q_{plu}), seja obtida por meio da equação 7.23 seguinte:

$$Q_{plu} = Q_{f\phi} + Q_{fc} + Q_q + Q_\gamma + W \qquad (7.23)$$

A equação 7.23 apresentada propõe que a resistência ao arrancamento de uma estaca cilíndrica, executada em meio homogêneo, pode ser obtida por meio do somatório de algumas parcelas de equilíbrio limite. Estas parcelas de equilíbrio, segundo Orlando (1999) são:

a)Equilíbrio sob ação do peso próprio do conjunto (estaca-solo solidário): provoca o atrito no contato da superfície de ruptura ao qual corresponde um esforço Q_f

b)Equilíbrio em meio sem peso, mas coesivo: corresponde ao esforço Q_{fc}, denominado termo de coesão

c)Equilíbrio em meio sem peso, sob a ação de uma sobrecarga q na superfície do terreno: denominado termo de sobrecarga Q_q.

c) Adicionam-se, para fornecer o valor do esforço de arrancamento total Q_{plu}, o peso do tronco de cone solidário A fundação denominado termo de gravidade e também o peso próprio da fundação (W).

Será comentada a seguir cada uma das parcelas de equilíbrio componentes da equação 7.23.

-Parcela de Atrito $Q_{f\phi}$:

A figura 7.20 apresenta as tensões *p* atuando sobre o segmento AB da superfície de ruptura retilínea. Considerando que esta está sob influência do empuxo passivo proveniente do diedro ABC, tem-se a seguinte equação:

$$Q_{f\phi} = 2\pi R.D.M_{\phi}.\gamma.D \quad (7.24)$$

$$M_{\phi} = M_{\phi 0}.\left(1 - \frac{1}{3}tg\lambda.\frac{D}{R}\right) \quad (7.25)$$

$$M_{\phi 0} = \frac{\text{sen } 2.(\phi + \lambda)}{4\cos^2 \lambda} \quad (7.26)$$

- Parcela de coesão Q_{fc}:

É demonstrada na figura 7.21 a distribuição das tensões f sobre a linha de ruptura AB. Estas tensões formam um ângulo ϕ com a normal da linha AB, sendo este ϕ o ângulo de atrito do solo. Considera-se o meio, onde está inserido o diedro ABC como sem peso e submetido a uma sobrecarga fictícia $H = c.\cot g\phi$. Assim podem ser obtidas as seguintes equações:

$$Q_{fc} = 2\pi R.D.c.M_c \quad (7.27)$$

Onde:

$$M_c = M_{c0}.\left(1 - \frac{1}{2}tg\lambda.\frac{D}{R}\right) \quad (7.28)$$

$$M_{c0} = -\frac{tg\lambda}{tg\phi} + \frac{f}{H}.\cos\left(1 + \frac{tg\lambda}{tg\phi}\right) \quad (7.29)$$

Onde:

$\frac{f}{H}$ = obtido em função de ϕ e λ por meio do ábaco da figura 7.22.

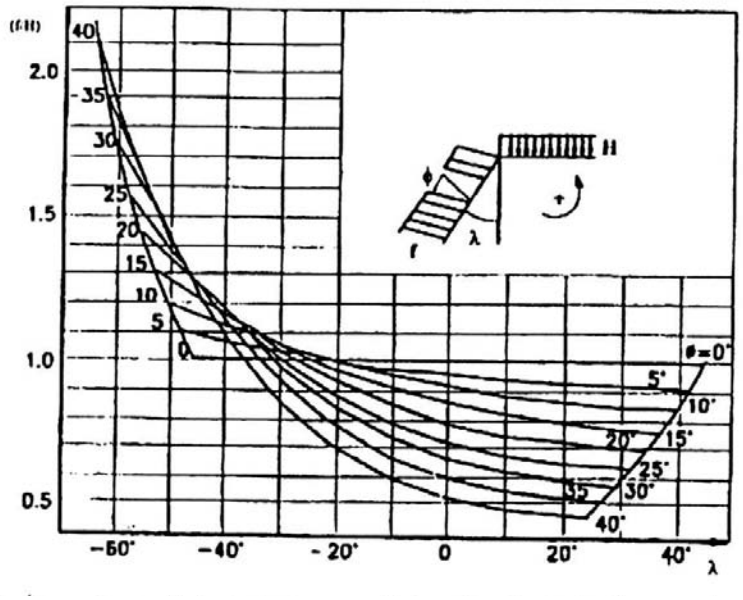


Figura 7.22. Ábaco do coeficiente de empuxo $\frac{f}{H}$ em função de ϕ e λ em meio coesivo sem peso. Biarez & Barraud (1968).

- Parcela de sobrecarga Q_q:

É determinado substituindo-se H por q, como na parcela de coesão anteriormente comentada. Dessa maneira tem-se:

$$Q_q = 2\pi R.q.M_q.D \quad (7.30)$$

Onde:

$$M_q = M_{q0}\left(1-\frac{1}{2}tg\lambda.\frac{D}{R}\right) \quad (7.31)$$

$$M_{q0} = \frac{f_q}{q}.\text{sen}\,\phi.\left(1+\frac{tg\lambda}{tg\phi}\right) \quad (7.32)$$

- Parcela de gravidade:

Esta parcela de equilíbrio limite leva em consideração o da massa tronco-cônica levantada sob efeito de um esforço de arrancamento. Assim tem-se o seguinte equacionamento:

$$Q_\gamma = 2\pi R.D.\gamma.D.M_\gamma \quad (7.33)$$

Onde:

$$M_\gamma = M_{\gamma 0}\left(1-\frac{1}{3}tg\lambda.\frac{D}{R}\right) \quad (7.34)$$

$$M_{\gamma 0} = -\frac{1}{2}tg\lambda \quad (7.35)$$

Somando-se M_ϕ com M_γ obtém-se:

$$M_\phi + M_\gamma = (M_{\phi 0} + M_{\gamma 0}).\left(1-\frac{1}{3}.\frac{D}{R}.tg\lambda\right) \quad (7.36)$$

$$M_{\phi 0} + M_{\gamma 0} = \frac{\text{sen}\,\phi.\cos(\phi+2\lambda)}{2\cos^2\lambda} \quad (7.37)$$

Finalmente, somando-se todas as parcelas de equilíbrio limite anteriormente apresentado, inclusive W, pode-se obter a previsão da resistência última ao arrancamento de uma estaca cilíndrica implantada em meio homogêneo pela equação 7.38 a seguir:

$$Q_{plu} = S_l.\left[c.M_c + \gamma.D.\left(M_\phi + M_\gamma\right) + q.M_q\right] + W \quad (7.38)$$

Onde:

S_l= superfície lateral da estaca

$$S_l = 2\pi R.D \ (7.43) \quad \text{ou} \quad S_l = p.D \quad (7.39)$$

Em que:

p= perímetro da seção considerada da estaca.

Os valores dos termos adimensionais M_{c0} e $(M_{\phi 0}+M_{\gamma 0})$ podem ser obtidos por meio dos ábacos apresentados nas figuras 7.23 e 7.24 a seguir.

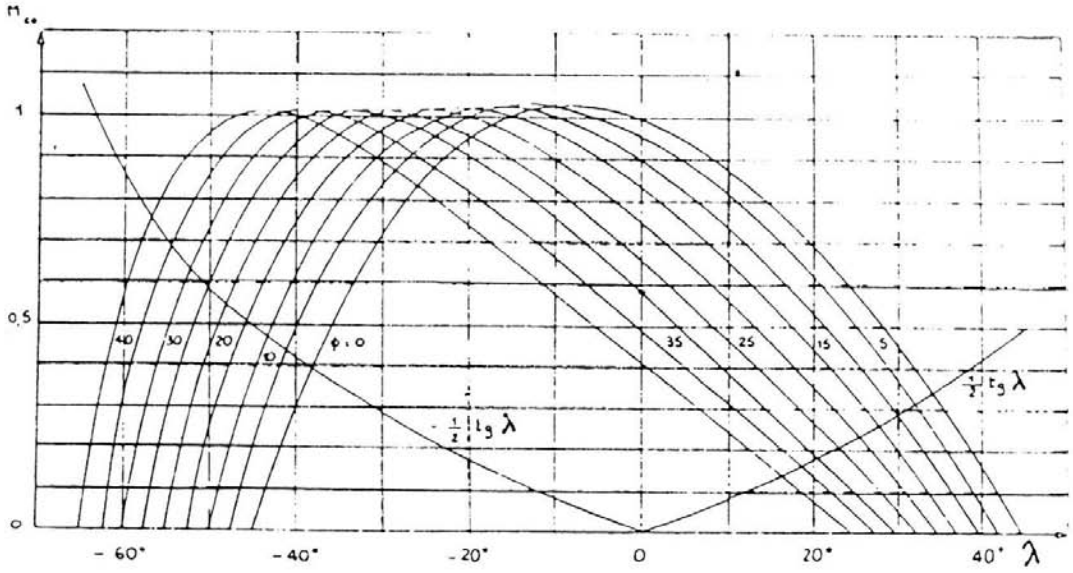


Figura 7.23. Ábaco de M_{co} (termo de coesão) função de λ e φ segundo a equação $M_{co} = M_c(D/R=0) = -\frac{tg\lambda}{tg\varphi} + \frac{f}{H}\cos\varphi(1+\frac{tg\lambda}{tg\varphi})$, apresentando também o fator $\frac{1}{2}tg\varphi$ da equação de $M_c = M_{co}(1-\frac{1}{2}tg\phi.\frac{D}{R})$. Biarez & Barraud (1968).

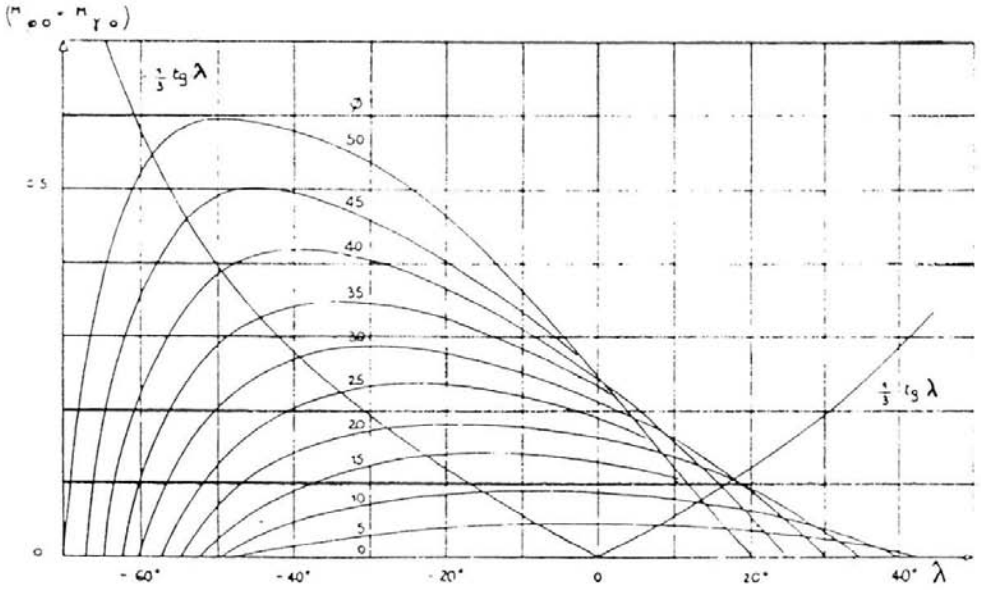


Figura 7.24. Ábaco de $(M_{\varphi 0} + M_{\gamma 0})$ (termo de atrito e gravidade), função de λ e φ, seguindo a equação $M_{\varphi 0} + M_{\gamma 0} = [\frac{\text{sen}\,\varphi.\cos(\varphi + 2\lambda)}{(2co^2\lambda)}]$ apresentando também o fator $\frac{1}{3} tg\lambda$ da equação $M_\varphi + M_\gamma = (M_{\varphi 0} + M_{\gamma 0}).\left(1 - \frac{1}{3} tg\lambda.\frac{D}{R}\right)$. Biarez & Barraud (1968).

O valor do termo M_{q0} pode ser obtido por:

$$M_{q0} = M_{c0} tg\phi + tg\lambda \quad (7.40)$$

-*Estacas prismáticas:*

Para estacas prismáticas, poderão ser utilizadas as mesmas equações obtidas para as de seção cilíndrica. Porém, deverá se considerar uma estaca com raio equivalente (R_e), de modo que o perímetro da estaca prismática seja igual ao perímetro da estaca cilíndrica.

$$R_e = \frac{p}{2\pi} \quad (7.41)$$

Onde:

p= perímetro real da estaca.

7.7.3 Recomendações para casos práticos

- Adoção do valor de λ:

De acordo com Orlando (1999), o único método prático de se avaliar o valor de λ será por meio de provas de carga em verdadeira grandeza.

Com base em uma grande série de provas de carga, em fundações com D/R variando entre 4 e 10, Biarez & Barraud (1968), sugerem adotar $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$, sendo ϕ o ângulo de atrito interno do solo (o sinal negativo indica que a geratriz se afasta em relação ao eixo vertical da fundação). A figura 7.25 apresenta diferentes valores de λ em função do tipo de solo para tubulões de base alargada, pouco profundos.

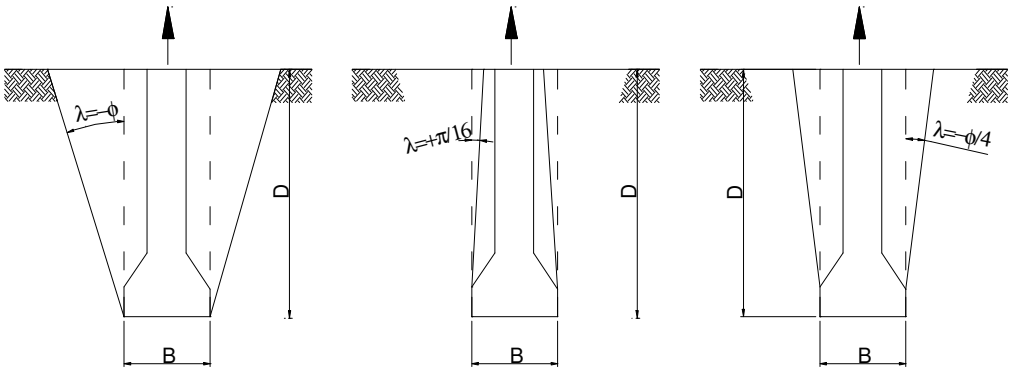


Figura 7.25. Superfícies de ruptura do Método da Universidade de Grenoble para tubulões pouco profundos em três tipos de solos. Albieiro & Cintra (1998).

-Aplicação do método em terrenos estratificados:

Para a análise da resistência última de uma fundação implantada em subsolo estratificado, é feita uma simplificação em que consiste em considerar que a interação entre camadas consiste na sobrecarga geostática vertical exercida em uma determinada camada pelas suas camadas sobrejacentes conforme pode ser observado na figura 7.26.

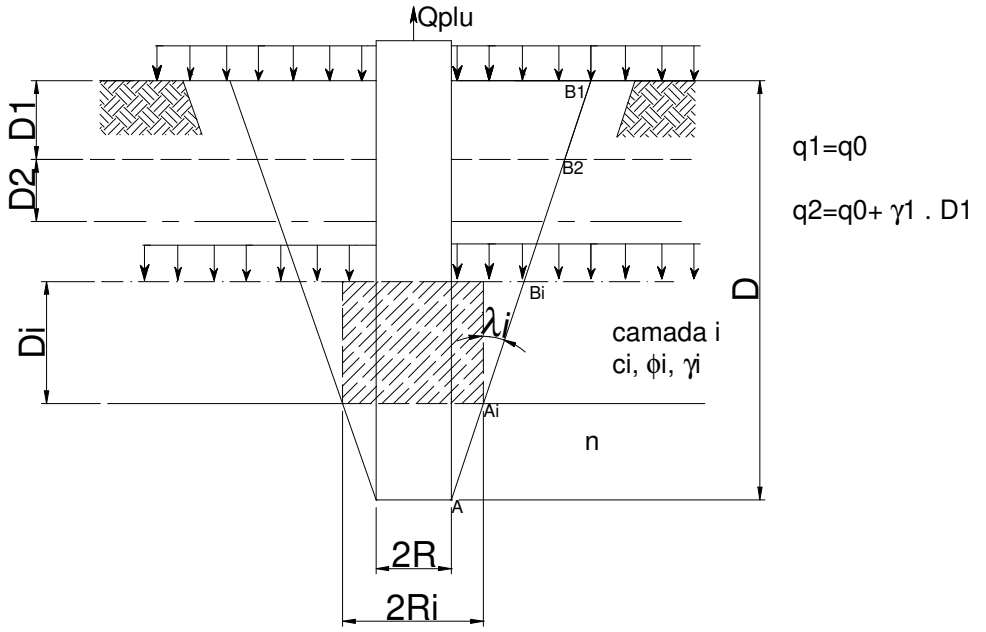


Figura 7.26. Esquema para cálculo de uma estaca tracionada em um terreno estratificado. Biarez & Barraud (1968).

Seja uma estaca simples sem base alargada implantada a uma profundidade total D em um subsolo composto por "n" camadas homogêneas horizontais conforme a figura 7.26. Considera-se A_iB_i um segmento da reta AB_1 correspondente a superfície de ruptura tronco-cônica. Este segmento faz um ângulo λ_i com uma vertical na camada i cuja espessura é D_i. Seja R_i o raio inferior desta superfície e W o peso do cilindro de raio Ri e área lateral S_{li} dentro da camada i.

Para cada camada, determina-se a resistência ao arrancamento da estaca elementar (trecho na camada i), isto e, com fatores M_{ci}, $(M_\phi+M_\gamma)_i$, M_{qi} e adotando-se sobrecarga q_i dada por:

$$q_i = q_0 + \sum_{i+1}^{i-1} \gamma_i . D_i \quad (7.42)$$

A resistência à tração é dada pela somatória dos efeitos das camadas conforme a equação 7.43 a seguir:

$$Q_{plu} = \sum_{i+1}^{n} \left\{ S_{li} \left[c_i M_{ci} + \gamma_i . D_i \left(M_\phi + M_\gamma \right) + q_i M_{qi} \right] + W_i \right\} \quad (7.43)$$

-Aplicação do método em terrenos submersos:

Para o caso de terrenos submersos basta utilizar o peso específico submerso (γ´) tanto para o solo como para a fundação.

7.7.4 Resultados obtidos e discussões

As previsões das cargas máximas foram executadas assumindo-se valores de λ=0, ou seja, superfície de ruptura cilíndrica em contato com o elemento de fundação e $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$, sendo que o sinal negativo indica que a superfície de ruptura tem origem na ponta da estaca e termina na superfície do perfil. Nas tabelas 7.15 e 7.16 são apresentados os valores de capacidade de carga estimados pelo método. As figuras 7.27 até 7.30 apresentam uma comparação entre os valores de PU/PC médios.

Tabela 7.15. Capacidade de carga estimada utilizando-se λ=0.

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	PU (kN)	PU/PC	PU/PC médio por estaca
RAIZ T1	12	410	910	923	1,01	0,99
RAIZ T2	12	410	910	923	1,01	0,99
RAIZ T3	12	410	980	923	0,94	0,99
RAIZ T4	23	310	1410*	1995	1,41	1,41
PERFIL P1	18/14#	350**	998	1457´/969#	1,46´/0,97#	1,47´/0,98#
PERFIL P2	18/14#	350**	980	1457´/969#	1,49´/0,99#	1,47´/0,99#
PERFIL P3	12/8#	350**	500	758´/412#	1,52´/0,82#	1,52´/0,82#
TRILHO TR1	18/14#	140**	267	592´/395#	2,22´/1,48#	2,22´/1,48#
TRILHO TR2	20,5/16,5#	140**	278	736´/515#	2,65´/1,85#	2,65´/1,85#
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	509	2,54	2,54
ESCAVADA E01	12	400	700*	908	1,30	1,41
ESCAVADA EC02	12	400	600	908	1,51	1,41
ESCAVADA EC03	12	400	630*	908	1,44	1,41
HÉLICE HC01	12	400	700*	908	1,30	1,37
HÉLICE HC02	12	400	600*	908	1,51	1,37
HÉLICE HC03	12	400	700*	908	1,30	1,37
OMEGA OM1	12	370	1051*	843	0,80	0,80

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado considerando o drapejamento ocorrido durante a cravação.

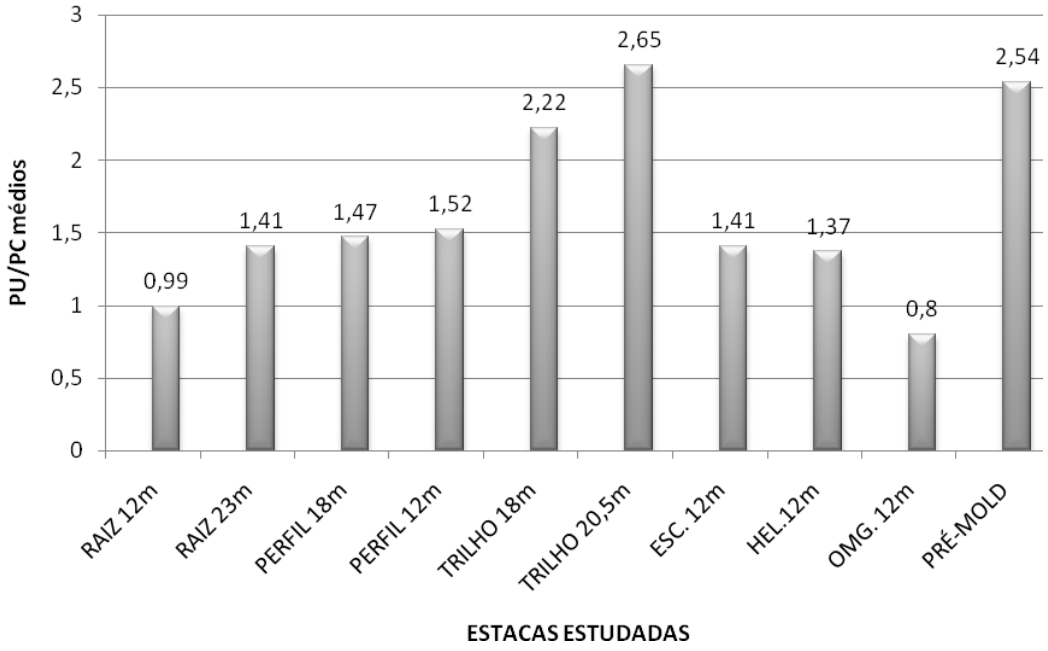


Figura 7.27. Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas utilizando-se $\lambda=0$.

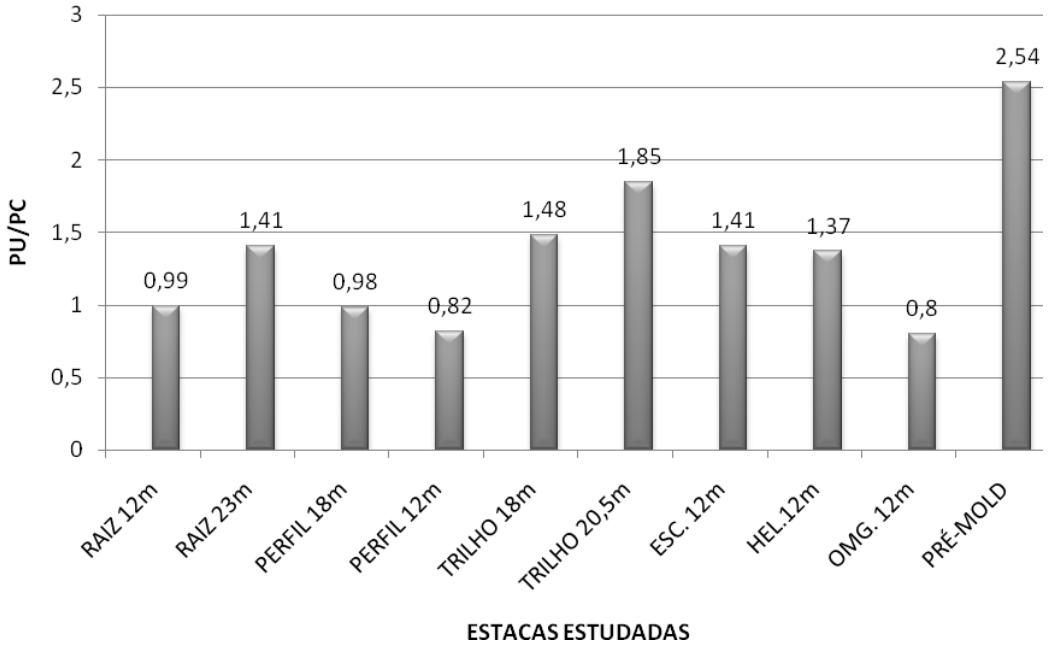


Figura 7.28. Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas considerando-se $\lambda=0$ e efeito de drapejamento.

Tabela 7.16. Capacidade de carga estimada utilizando-se $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$.

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	PU (kN)	PU/PC	PU/PC médio por estaca
RAIZ T1	12	410	910	963	1,06	1,03
RAIZ T2	12	410	910	963	1,06	1,03
RAIZ T3	12	410	980	963	0,98	1,03
RAIZ T4	23	310	1410*	5009	3,55	3,55
PERFIL P1	18/14#	350**	998	2784´/1491#	2,79´/1,5#	2,81´/1,51#
PERFIL P2	18/14#	350**	980	2784´/1491#	2,84´/1,52#	2,81´/1,51#
PERFIL P3	12/8#	350**	500	988´/274#	1,98´/0,55#	1,98´/0,55#
TRILHO TR1	18/14#	140**	267	2941´/1703#	11,01´/6,37#	11,01´/6,37#
TRILHO TR2	20,5/16,5#	140**	278	3885´/2438#	13,97´/8,77#	13,97´/8,77#
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	1668	8,34	8,34
ESCAVADA E01	12	400	700*	981	1,40	1,53
ESCAVADA EC02	12	400	600	981	1,64	1,53
ESCAVADA EC03	12	400	630*	981	1,56	1,53
HÉLICE HC01	12	400	700*	981	1,40	1,48
HÉLICE HC02	12	400	600*	981	1,64	1,48
HÉLICE HC03	12	400	700*	981	1,40	1,48
OMEGA OM1	12	370	1051*	1001	0,95	0,95

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral. ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado considerando o drapejamento ocorrido durante a cravação.

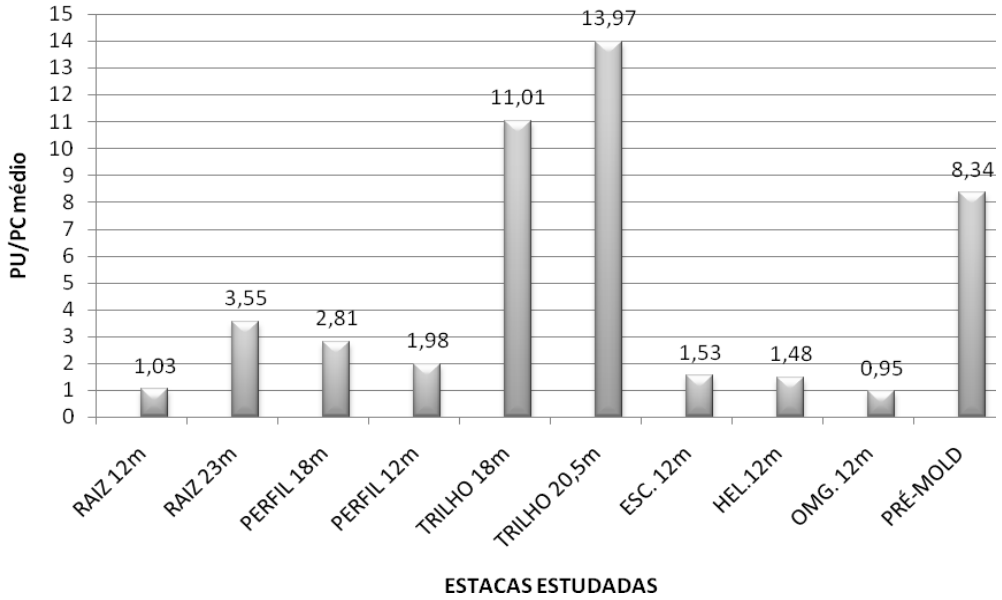


Figura 7.29. Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas utilizando-se $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$.

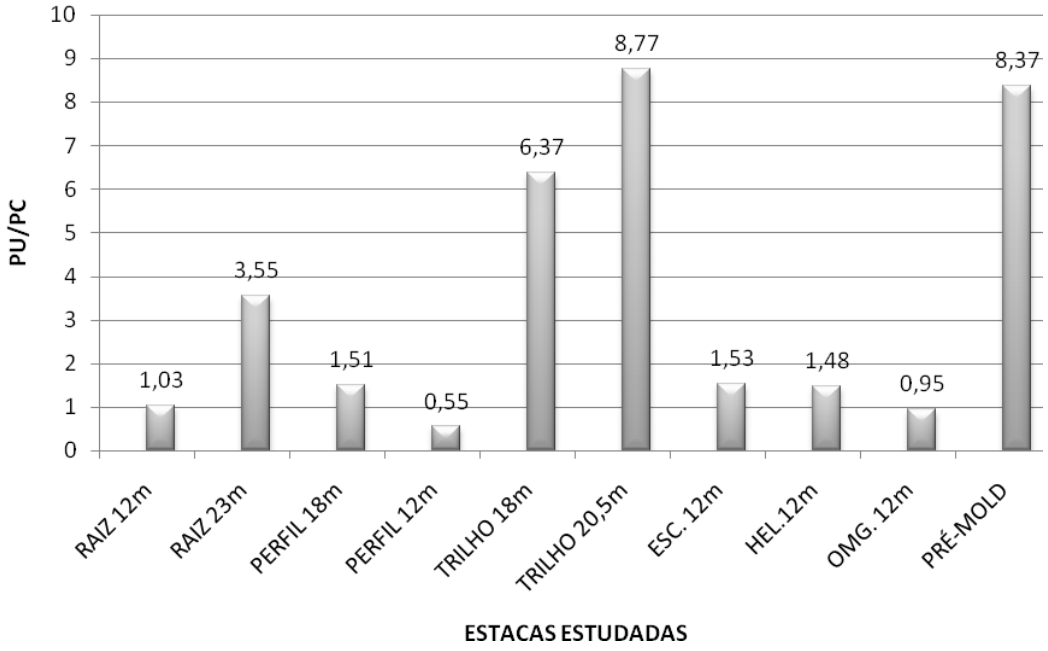


Figura 7.30. Valores de PU/PC médios estimados para as estacas estudadas considerando-se drapejamento e $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$.

Observando-se a figura 7.28 verifica-se que a suposição λ=0 apresentou valor de PU/PC médio, considerando-se todas as estacas ensaiadas, igual a 1,37 (sd=0,50, coeficiente de variação=37% desvio máximo em relação à média= +1,18; desvio mínimo em relação à média=-0,57). Por meio da figura 7.30 verifica-se que se adotando λ=-Ø/8 o valor de PU/PC, considerando-se todas as estacas estudas, foi igual a 3,41 (sd=3,0, coeficiente de variação=89% desvio máximo em relação à média= +5,36; desvio mínimo em relação à média=-2,86). Em ambos os casos (λ=0 e $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$) o método apresentou valores de PU/PC mais próximos da unidade quando consideradas as estacas raiz e ômega, ambas com 12m de profundidade.

A recomendação $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$, para os casos aqui estudados, tendeu a apresentar para a maioria das estacas, valores de PU/PC mais distantes da unidade do que os valores obtidos com λ=0

Em ambas as condições estudadas (λ=0 e $\lambda = -\frac{\varphi}{8}$) os valores de PU/PC obtidos para as estacas metálicas e tipo trilho sofreram um redução significativa, considerando-se a perda do contato estaca-solo devido ao drapejamento.

Verifica-se também que para λ=0 os valores de PU/PC obtidos para as estacas raiz variaram de 0,99 para as estacas de 12m de comprimento até 1,41 para a estaca de 23m, ou seja, aproximadamente 42% de variação. Para a hipótese de λ=-Ø/8 os valores de PU/PC para as estacas raiz de 12m e 23m de comprimento variaram de 1,03 para 3,05 respectivamente. Para as estacas tipo perfil I, os valores de PU/PC variaram de 0,98 à 0,82 para λ=0 e variaram de 1,51 à 2,54 assumindo-se λ=-Ø/8. Verificando as estacas tipo trilho os valores de PU/PC variaram de 1,48 à 1,85 para λ=0 e 6,37 à 8,77 para λ=-Ø/8.

Dessa maneira pode-se assumir que o valor do ângulo de geratriz λ deverá variar além das características geomecânicas do perfil. Este certamente poderá também ser influenciado pelo processo executivo da estaca e pela profundidade de implantação.

Campelo (1994) concluiu com base em uma análise comparativa de resultados obtidos em provas de carga à tração executadas em estacas tipo Strauss, Apiloadas e Brocas executadas em São Carlos e profundidade variando entre 6 a 9m; que o Método de Grenoble (1968) apresentou resultados satisfatórios quando utilizado $\lambda = 0$. Entretanto para valores $\lambda = -\frac{\phi}{8}$ o método conduziu a valores fora da segurança.

Leite *et all* (1998) avaliaram a capacidade de carga de estacas rotativas injetadas executadas da cidade de Maceió/Al ao serem submetidas a esforços de tração. Os autores concluíram que o valor de $\lambda = -\frac{\phi}{8}$ conduziu a valores de cargas de ruptura contra a segurança, que sofrem incremento a medida que a profundidade aumenta.

El (2003) relata os resultados da estimativa da capacidade de carga utilizando-se o Método de Grenoble em estacas apiloadas de diâmetro e profundidade variável executadas nos Campos Experimentais de Bauru, Ilha Solteira e São Carlos, no interior de São Paulo. De acordo com a autora, a consideração λ=0 conduziu a valores de PU/PC mais próximo do real do que os obtidos assumindo-se λ=-Ø/8. Entretanto os valores de PU/PC obtidos para os campos experimentais, assumindo-se λ=0, apresentaram variação de 1,12 até 1,91, indicando dessa maneira que o método não foi satisfatório para as condições analisadas, apresentando valores contra a segurança e alto grau de variação.

Os valores de λ sugeridos pela teoria são baseados em provas de carga executadas em diversos países, principalmente em estacas e tubulões. Estas fundações testadas, de acordo com Orlando (1999) e Albieiro & Cintra (1998), são fundações relativamente pouco profundas. Assim os valores recomendados de λ podem não ser tão satisfatórios em fundações profundas.

7.7.5 Considerações finais

Portanto, de acordo com o comentado pode-se realizar algumas considerações:

-Em relação aos métodos anteriormente apresentados, o procedimento desenvolvido pela Universidade de Grenoble representa um avanço significativo na previsão da capacidade de carga à tração de uma fundação. Diferente dos outros métodos, este leva em consideração o efeito da estratificação do solo, o tipo de seção da estaca, considerando-a cilíndrica ou prismática;

-O valor do ângulo λ é de grande variabilidade, pois dependerá de alguns fatores ligados as propriedades geomecânicas do subsolo e das características da estaca como: processo executivo da fundação, da profundidade de implantação, da presença ou não de base alargada (no caso de tubulões) e da superfície lateral da estaca. Pode-se dizer baseado nas tabelas 7.15 e 7.16, que o valor de λ varia mesmo quando considerado mesmo tipo de estaca.

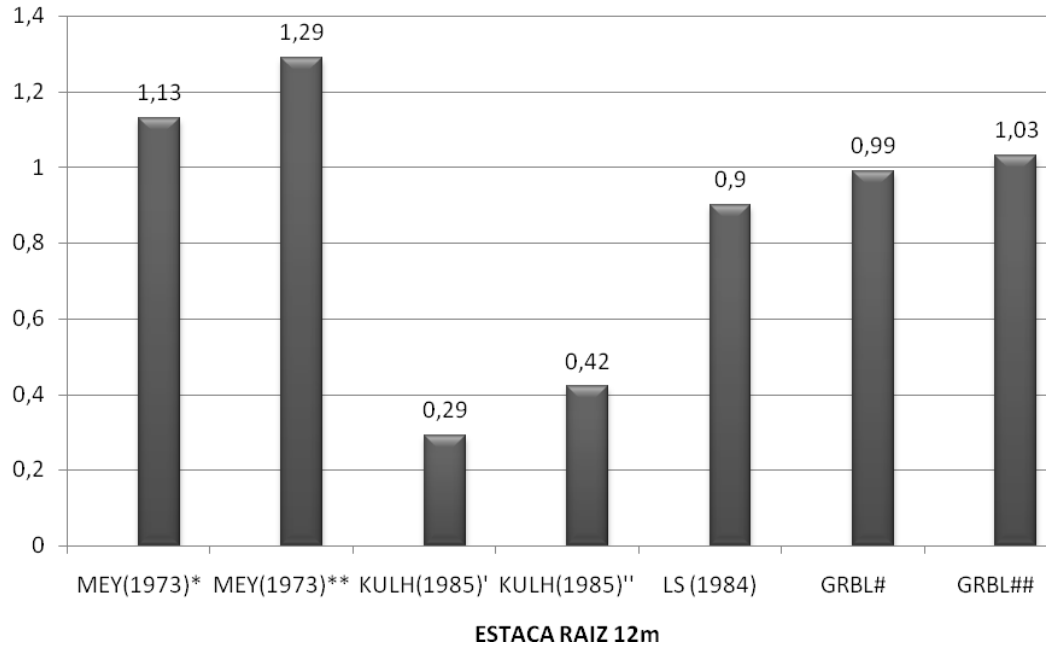
-Observa-se que os valores de PU/PC que mais se distanciaram da unidade foram os das estacas trilho e a pré-moldada, justamente duas estacas de pequenos diâmetros, sujeitas ao descolamento devido ao drapejamento.

7.8 COMPARAÇÕES ENTRE OS VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA PREVISTOS POR MEIO DOS MÉTODOS ESTUDADOS.

São apresentadas comparações entre valores de PU/PC médios estimados pelos métodos considerados neste capítulo.

7.8.1 Estacas raiz

É apresentada na figura 7.31 a comparação dos valores de PU/PC médios obtidos para as estacas raiz de 12m.

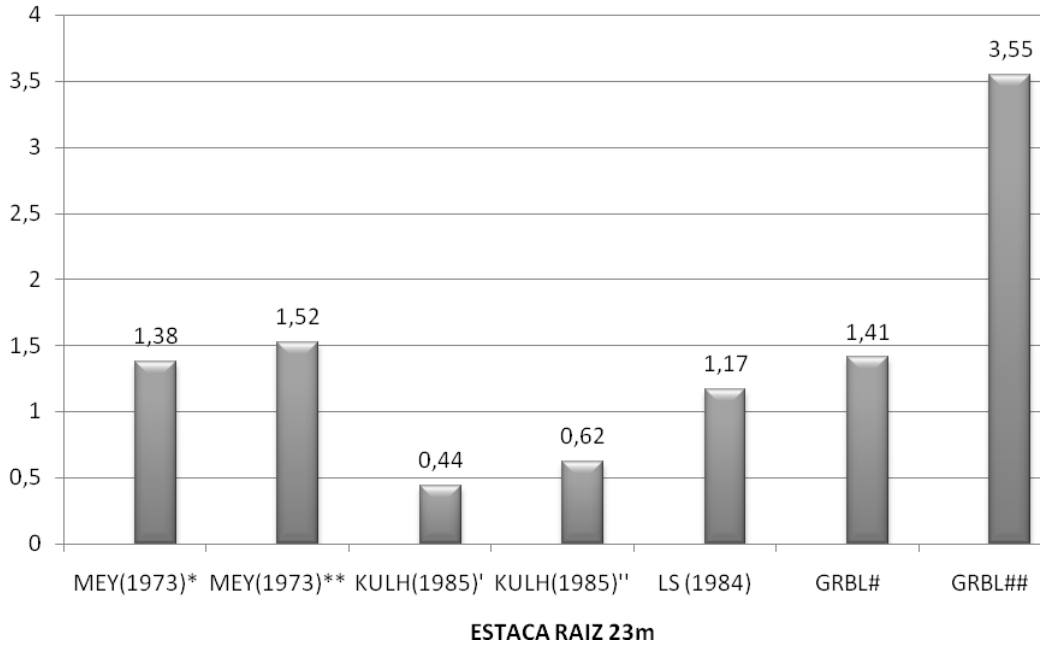


Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.31. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para as estacas raiz de 12m de comprimento.

De acordo com a figura 7.31 verifica-se que para as estacas raiz ensaiadas, os métodos de Levacher & Sieffert (1984) e da Universidade de Grenoble foram os que apresentaram valores de PU/PC mais próximos da unidade. O método de Kulhawy (1985) apresentou valores de PU/PC médios abaixo da unidade. O método de Meyerhoff (1973) apresentou valores de PU/PC maiores que a unidade.

A figura 7.32 apresenta a comparação entre os valores de PU/PC médios obtidos para estacas raiz de 23m.



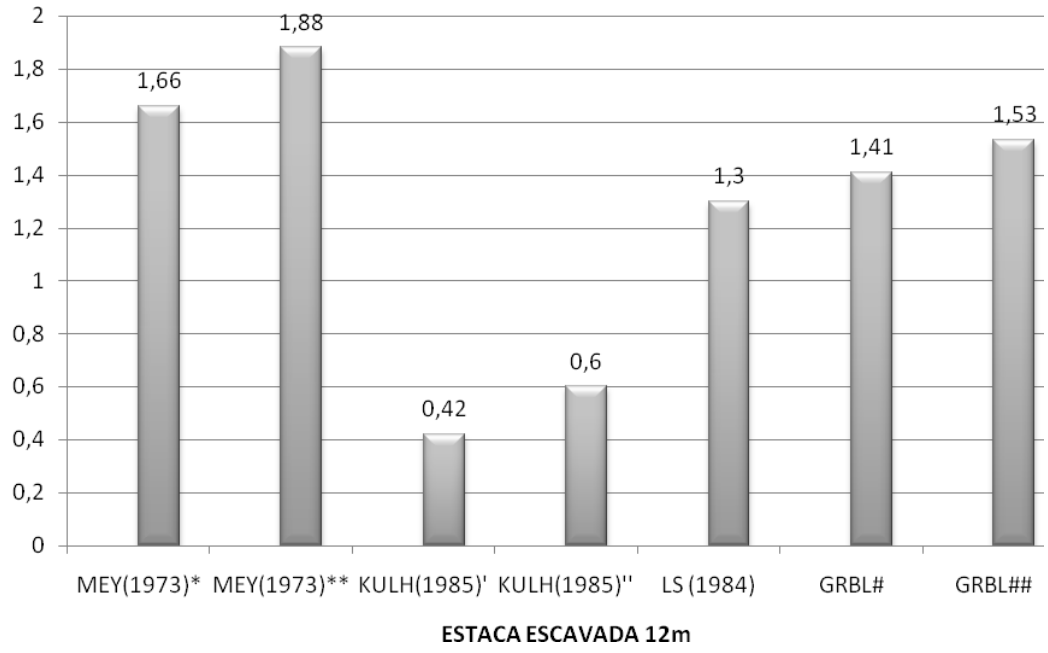
Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.32. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para a estaca raiz de 23m de comprimento.

Considerando a figura 7.32 se verifica que para a estaca raiz de 23m os métodos de Meyerhoff (1973), Levacher & Sieffert (1984) e da Universidade de Grenoble foram os que apresentaram valores de PU/PC maiores que a unidade. Da mesma maneira que para as estacas de 12m, o método de Kulhawy (1985) foi o que apresentou os menores valores de PU/PC.

7.8.2 Estacas escavadas

A figura 7.33 apresenta a comparação entre os valores de PU/PC médios obtidos para estacas escavadas com 12m de comprimento.



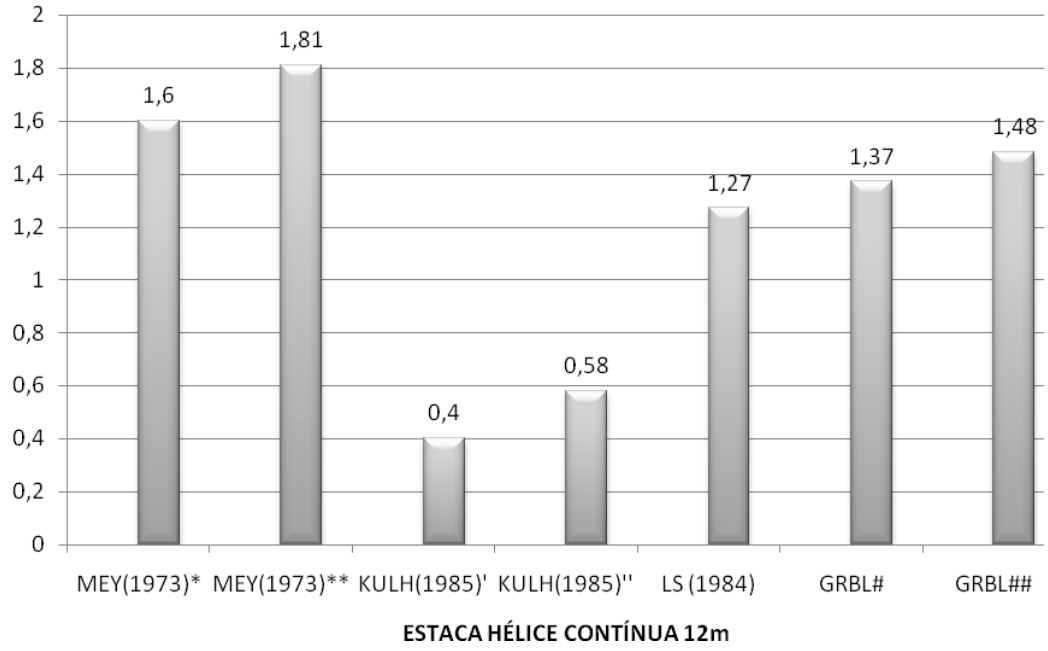
Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.33. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para as estacas escavadas de 12m de comprimento.

Observando-se a figura 7.33 percebe-se que o método de Kulhawy (1985) foi o único que apresentou valores de PU/PC < 1,0. Os demais métodos previram cargas máximas superestimadas em comparação com as obtidas por meio das provas de carga executadas.

7.8.3 Estacas hélice contínua

A figura 7.34 apresenta a comparação entre os valores de PU/PC médios obtidos para as estacas tipo hélice contínuas de 12m de comprimento.



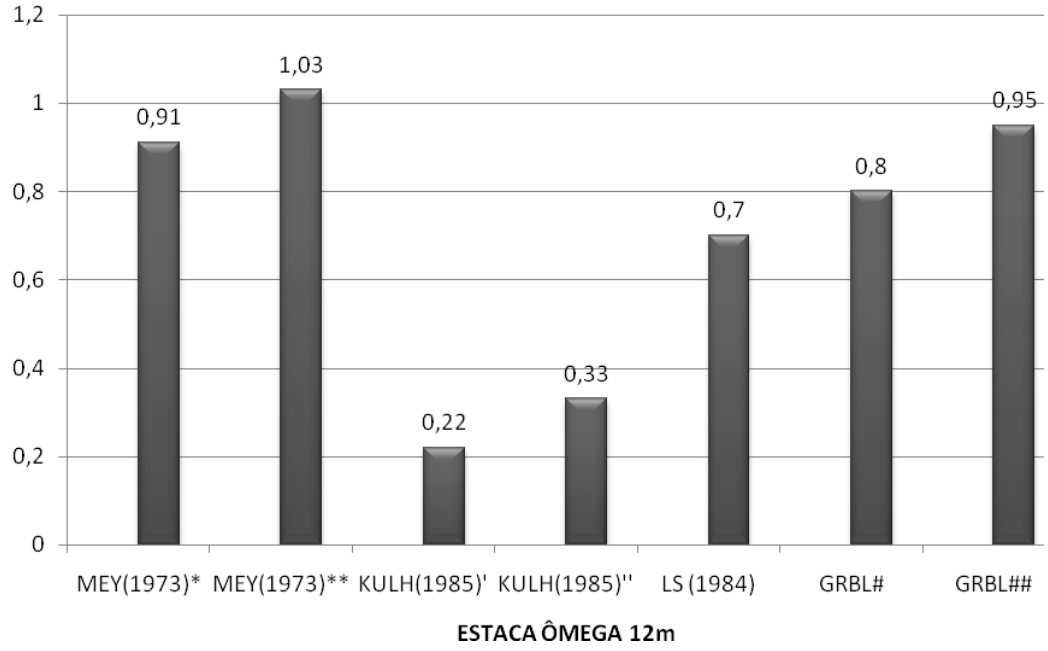
Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.34. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para as estacas hélice contínuas de 12m de comprimento.

Para as estacas hélice contínuas verifica-se que os métodos estudados, excluindo o de Kulhawy (1985) apresentaram valores de PU/PC <1,0. O método de Meyerhoff (1973) foi o que previu as cargas máximas mais superestimadas em comparação com as cargas obtidas por meio das provas de carga. O método de Levacher & Sieffert (1984) apresentou valores médios de PU/PC dentro de uma faixa de variação de 30% acima da unidade, podendo ser razoável para um método teórico.

7.8.4 Estaca ômega

A figura 7.35 apresenta a comparação entre os valores de PU/PC médios obtidos para estacas tipo ômega.



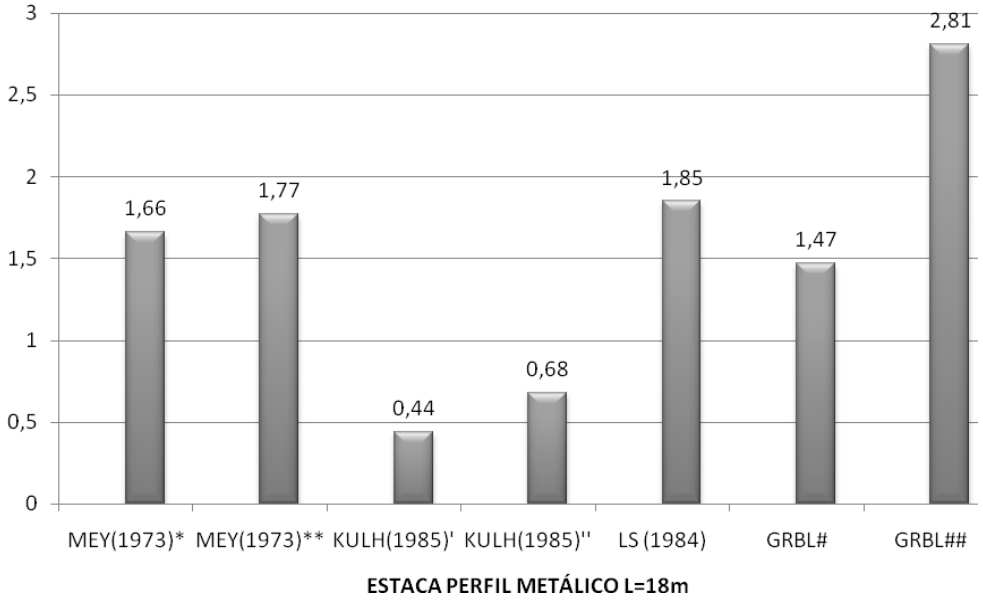
Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.35. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para estaca ômega de 12m de comprimento.

Dentre os métodos utilizados para a previsão da capacidade de carga à tração da estaca ômega, o método de Meyerhoff (ca=c e δ=Ø) foi o que apresentou valor de PU/PC mais próximo da unidade. Os métodos de Kulhawy (1985) e Levacher & Sieffert (1984) apresentaram valores de PU/PC <1,0.

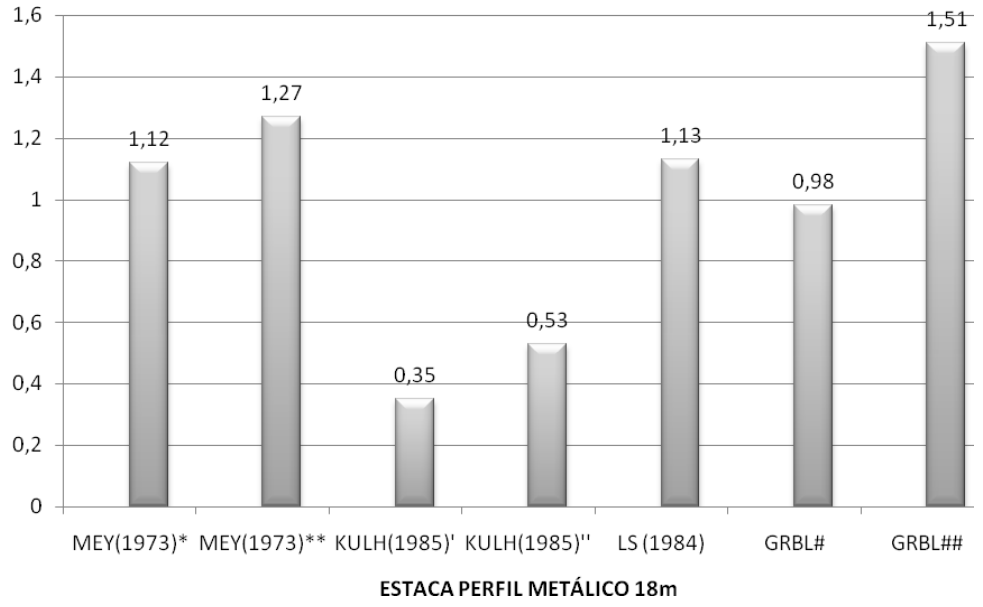
7.8.5 Estacas metálicas tipo perfil I

A figura 7.36 apresenta a comparação dos valores de PU/PC obtidos para as estacas metálicas tipo perfil I de 18m de profundidade. A figura 7.37 apresenta a comparação dos valores de PU/PC considerando-se o efeito do drapejamento ocorrido durante a operação de cravação.



Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.36. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para os perfis metálicos de 18m de comprimento.

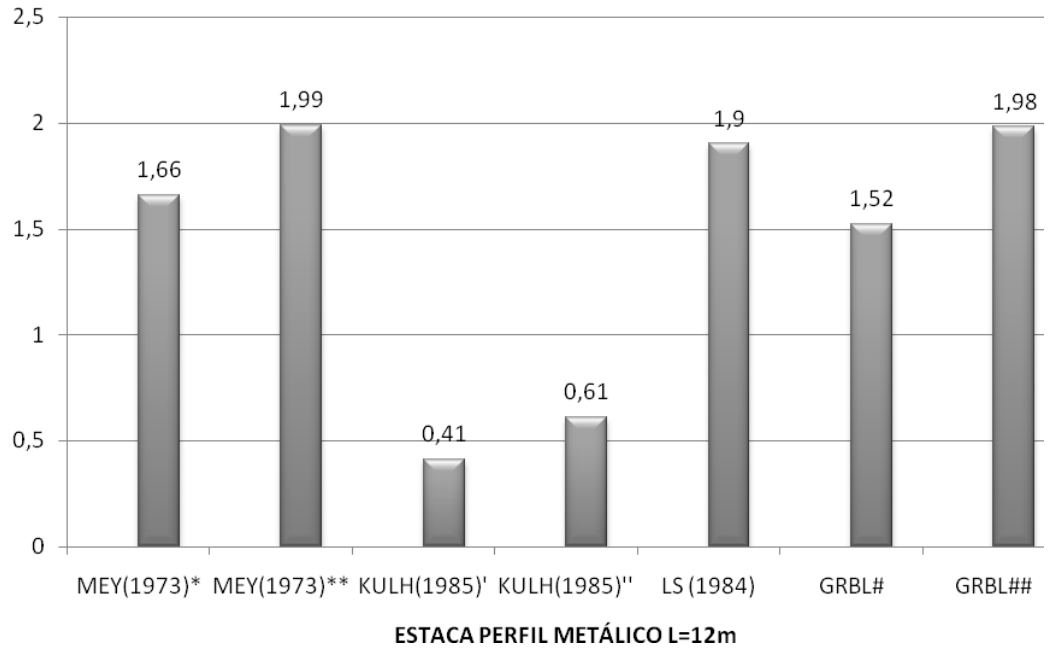


Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.37. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para os perfis metálicos de 18m de comprimento considerando-se o drapejamento das estacas metálicas.

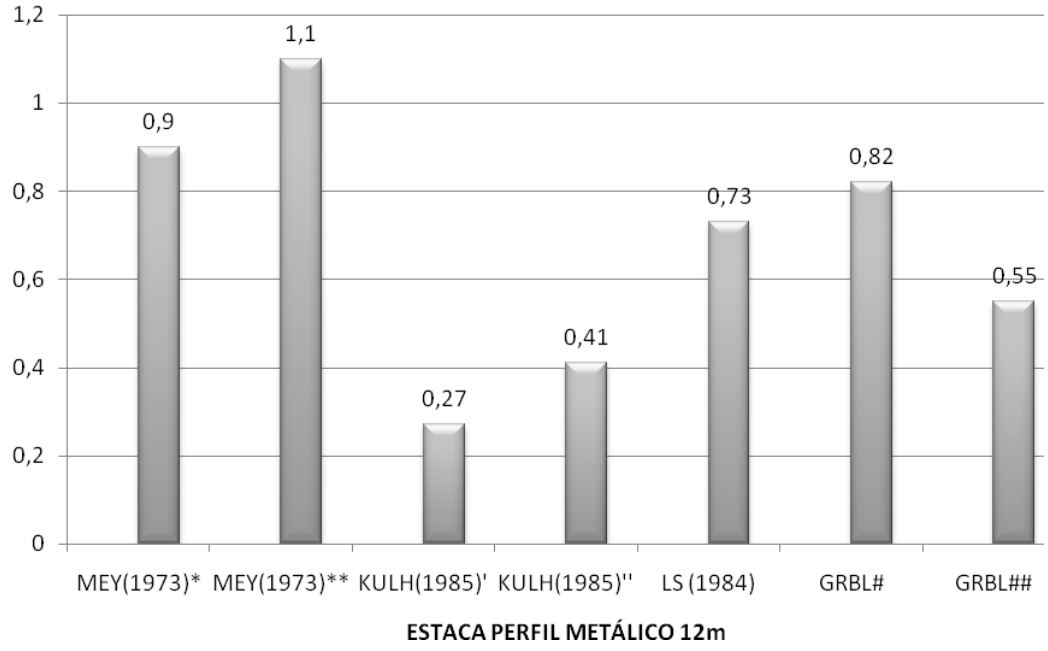
Para as estacas metálicas tipo perfil I (figura 7.37) o método da Universidade de Grenoble, adotando-se λ=0, foi o que apresentou valor de PU/PC médio mais próximo da unidade. Novamente o método de Kulhawy (1985) foi aquele que apresentou os menores valores de PU/PC. O método de Levacher & Sieffert (1984) apresentou de PU/PC médio 13% acima da unidade. O método da Universidade de Grenoble adotando-se λ=-Ø/8 apresentou valor médio de PU/PC maior que a unidade em 50%. O método de Meyerhoff (1973) mesmo apresentando valores de PU/PC maiores que a unidade, estes se encontram dentro de uma faixa de variação de 30%, o que pode ser considerado coerente em se tratando de um método teórico baseado em parâmetros de difícil obtenção.

A figura 7.38 apresenta a comparação dos valores de PU/PC obtidos para as estacas metálicas tipo perfil I de 12m de profundidade. A figura 7.39 apresenta a comparação dos valores de PU/PC considerando-se o efeito do drapejamento ocorrido durante a operação de cravação.



Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.38. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para o perfil metálico de 12m de comprimento.



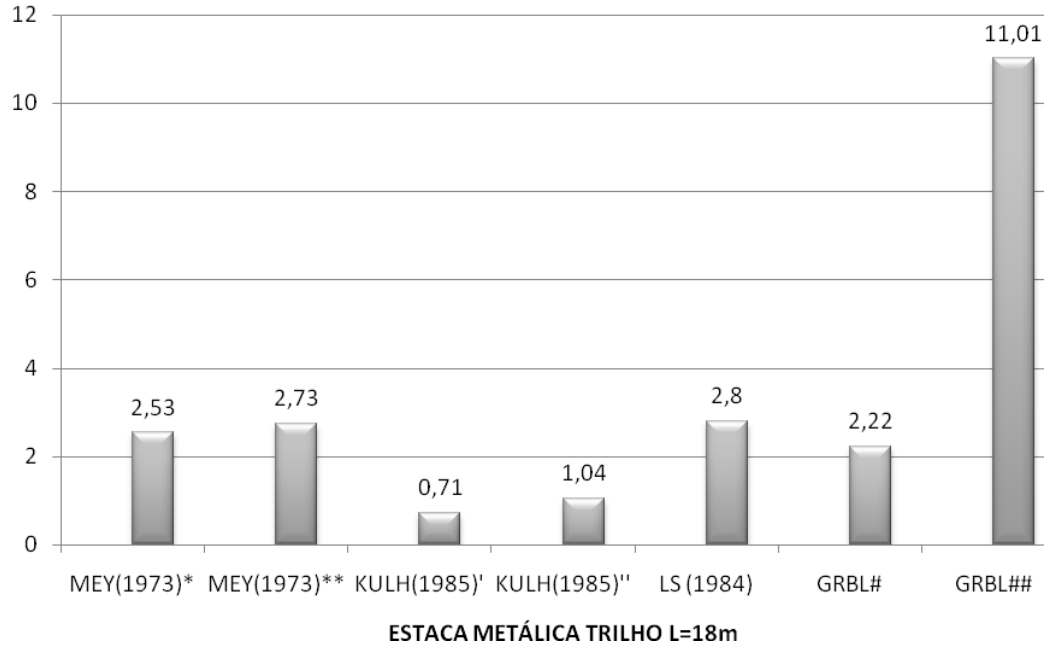
Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.39. Valores de PU/PC médios obtidos para o perfil metálico de 12m de comprimento por meio de cada método estudado considerando-se o drapejamento das estacas metálicas.

De acordo com a figura 7.39, pode-se verificar que de todos os métodos teóricos utilizados, o método de Kulhawy (1985) foi o que apresentou os menores valores de PU/PC. O método de Meyerhoff (1973) foi o que apresentou valores de PU/PC mais próximos da unidade.

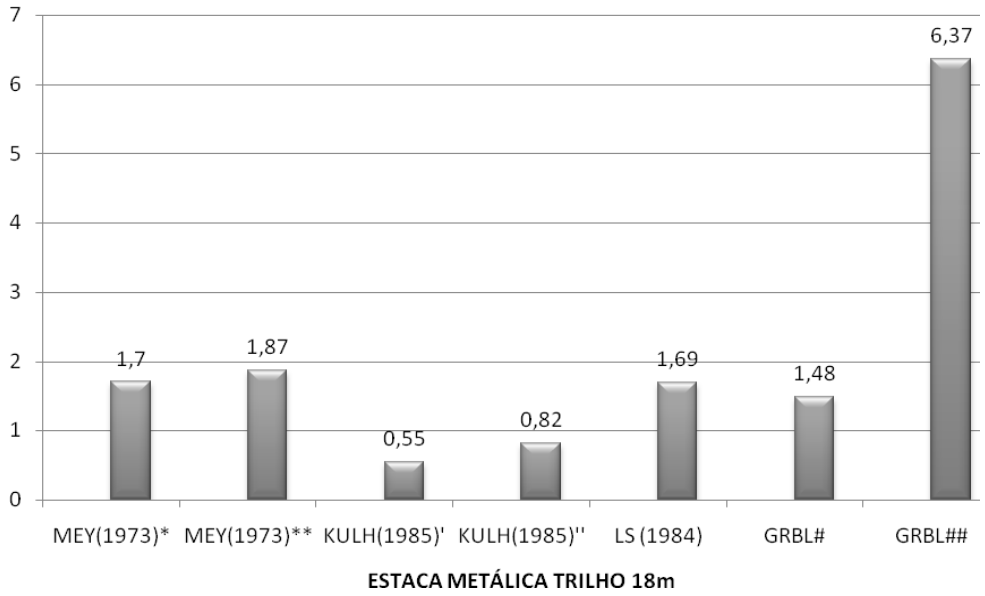
7.8.6 Estacas metálicas tipo trilho TR37

A figura 7.40 apresenta a comparação dos valores de PU/PC obtidos para as estacas metálicas tipo trilho de 18m de profundidade. A figura 7.41 apresenta a comparação dos valores de PU/PC considerando-se o efeito do drapejamento ocorrido durante a operação de cravação.



Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.40. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para a estaca trilho de 18m de comprimento.

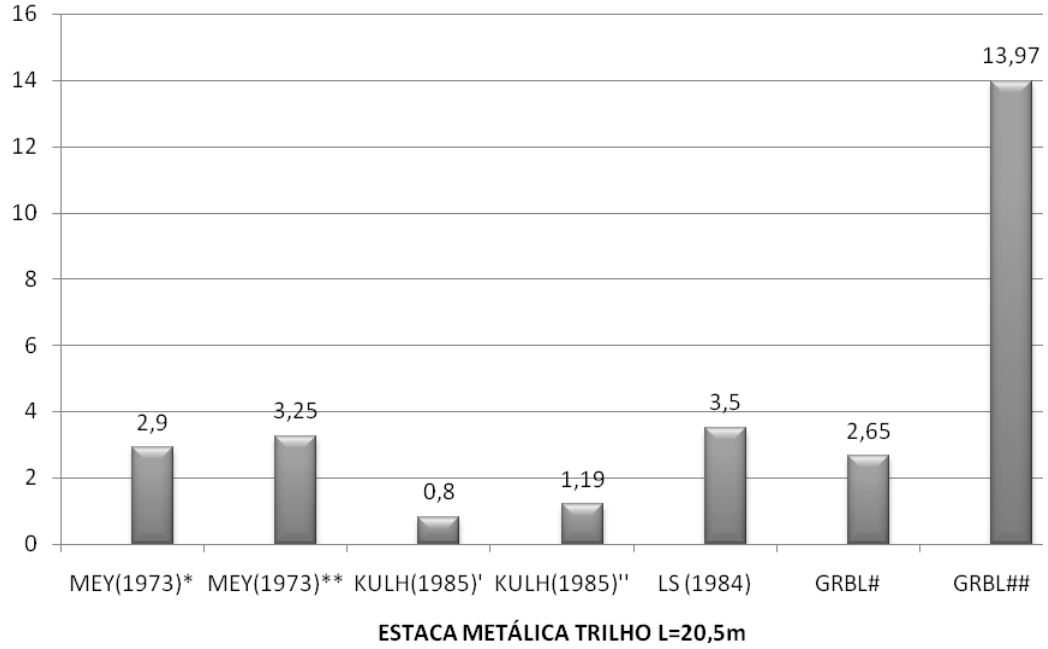


Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.41. Valores de PU/PC médios obtidos para a estaca trilho de 18m de comprimento por meio de cada método estudado considerando-se o drapejamento das estacas metálicas.

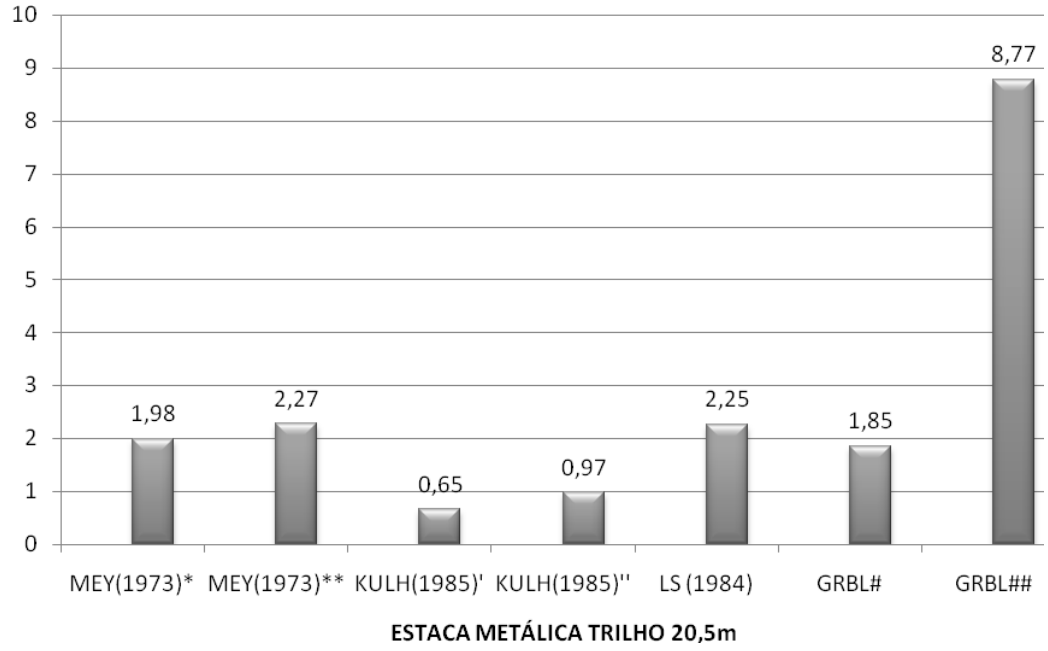
Observando-se a figura 7.41, nota-se o método de Kulhawy (1985) apresentou valores de PU/PC médios mais próximos da unidade. Os demais métodos utilizados previram cargas máximas superestimadas em comparação com a carga obtida por meio da prova de carga. O método da Universidade de Grenoble, adotando-se λ=-Ø/8, foi o que apresentou dentro os métodos estudados, os maiores valores de PU/PC.

A figura 7.42 apresenta a comparação dos valores de PU/PC médios obtidos para as estacas tipo trilho de 20,5m de comprimento. A figura 7.43 apresenta a comparação dos valores de PU/PC médios considerando-se o efeito do drapejamento ocorrido durante a operação de cravação das estacas metálicas.



Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.42. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado para a estaca trilho de 20,5m de comprimento.



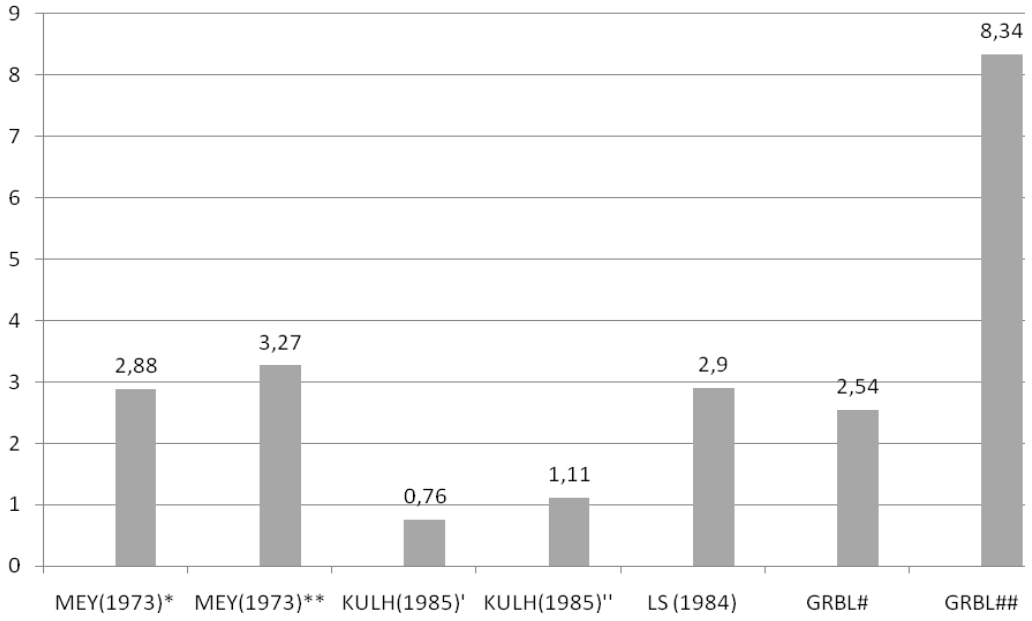
Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.43. Valores de PU/PC médios obtidos para a estaca trilho de 20,5m de comprimento por meio de cada método estudado considerando-se o drapejamento das estacas metálicas.

Observando-se a figura 7.43 percebe-se que os métodos da Universidade de Grenoble, Meyerhoff (1973) e Levacher & Sieffert (1984) apresentaram cargas máximas previstas superiores ao valor obtido por meio da prova de carga. O método de Kulhawy (1985), considerando-se δ/Ø=1 e K/K_o=1,0, foi o que apresentou valo de PU/PC mais próximo à unidade.

7.8.7 Estaca pré-moldada

Apresenta-se na figura 7.44 a comparação entre os valores de PU/PC obtidos para a estaca pré-moldada de 14m de comprimento.



Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.

Figura 7.44. Valores de PU/PC obtidos por meio de cada método estudado para estaca pré-moldada de 14m de comprimento.

De acordo com a figura 7.44 pode-se perceber que para a estaca pré-moldada, o método que apresentou valores de PU/PC mais próximos da unidade foi o de Kulhawy (1985). Os métodos de Meyerhoff (1973), Levacher & Sieffert (1984) e da Universidade de Grenoble apresentaram cargas máximas previstas acima do valor obtido por meio da prova de carga.

7.8.8 Comparações entre os valores de PU/PC médios obtidos para as estacas estudadas

Na tabela 7.17 são apresentados os métodos que previram os valores de PU/PC médios mais próximos à unidade para cada tipo de estaca estudada.

A figura 7.45 apresenta a comparação entre os métodos estudados para cada tipo de estaca ensaiada.

Na tabela 7.18 apresenta-se a comparação entre os métodos estudados para cada tipo de estaca ensaiada.

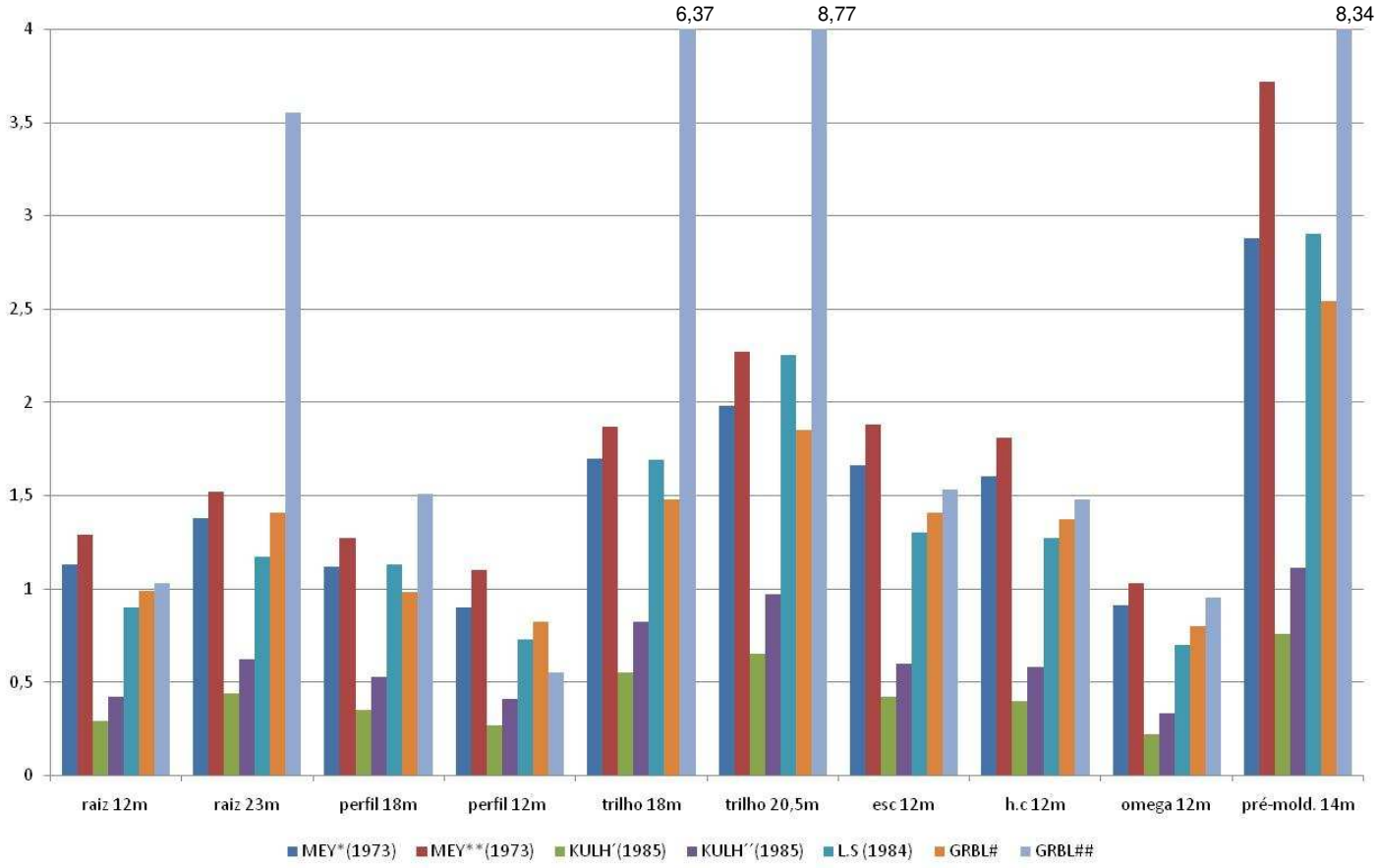
Tabela 7.17. Métodos que apresentaram valores de PU/PC mais próximos da unidade para cada tipo de estaca estudada.

Tipo de estaca	L (m)	Método	PU/PC
Raiz	12	Grenoble (λ=0)	0,99
Raiz	23	Levacher & Sieffert (1984)	1,17
Perfil	18	Grenoble (λ=0)	0,98
Perfil	12	Meyerhoff (ca=0,8c, δ=0,95Ø)	0,9
Trilho	18	Kulhawy (1985) (δ/Ø=1 e K/K_o=1,0)	0,82
Trilho	20,5	Kulhawy (1985) (δ/Ø=1 e K/K_o=1,0)	0,97
Pré-moldada	14	Kulhawy (1985) (δ/Ø=1 e K/K_o=1,0)	1,10
Escavada	12	Levacher & Sieffert (1984)	1,3
Hélice Contínua	12	Levacher & Sieffert (1984)	1,27
Ômega	12	Meyerhoff (ca=c, δ=Ø)	1,03

Tabela 7.18. Valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método.

Estaca	D (mm)	L (m)	MEY* (1973)	MEY** (1973)	KULH´ (1985)	KULH´´ (1985)	L.S (1984)	GRBL#	GRBL##
Raiz	410	12	1,13	1,29	0,29	0,42	0,9	0,99	1,03
Raiz	310	23	1,38	1,52	0,44	0,62	1,17	1,41	3,55
Perfil metálico	350	18	1,12	1,27	0,35	0,53	1,13	0,98	1,51
Perfil metálico	350	12	0,9	1,1	0,27	0,41	0,73	0,82	0,55
Trilho TR37	140	18	1,7	1,87	0,55	0,82	1,69	1,48	6,37
Trilho TR37	140	20,5	1,98	2,27	0,65	0,97	2,25	1,85	8,77
Escavada	400	12	1,66	1,88	0,42	0,6	1,3	1,41	1,53
Hélice contínua	400	12	1,6	1,81	0,4	0,58	1,27	1,37	1,48
Ômega	370	12	0,91	1,03	0,22	0,33	0,7	0,8	0,95
Pré-moldada	180	12	2,88	3,72	0,76	1,11	2,9	2,54	8,34

Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8.



Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; $^{\#}\lambda$=0; $^{\#\#}\lambda$=-Ø/8.

Figura 7.45. Comparação entre os métodos estudados para cada tipo de estaca ensaiada (Na vertical – PU/PC).

Observando-se a figura 7.45 pode-se verificar que para as estacas raiz, de 12m de comprimento, os métodos da Universidade de Grenoble e Levacher & Sieffert (1984) foram os que apresentaram valores de PU/PC mais próximos da unidade. O método de Meyerhoff (1973) apresentou valores de PU/PC acima da unidade, dessa forma contra a segurança. O método de Kulhawy (1985) apresentou valores de carga máxima estimada abaixo da carga obtida pela prova de carga.

Para a estaca raiz de 23m de comprimento, o método que apresentou valor de PU/PC mais próximo da unidade foi o método de Levacher & Sieffert (1984). O método de Kulhawy (1985) voltou a apresentar valor de carga máxima estimada conservador, ou seja menor do que a carga determinada pela prova de carga.

Observando-se os valores estimados para a estaca tipo perfil metálico, de 18m de comprimento, pode-se verificar que o método da Universidade de Grenoble, assumindo-se $\lambda=0$, foi o que apresentou PU/PC mais próximo da unidade. Entretanto, ao assumir $\lambda=-Ø/8$ o método passa a apresentar valor de PU/PC contra a segurança. Os métodos de Levacher & Sieffert (1984), Meyerhoff (1973) também apresentaram cargas máximas estimadas acima das obtidas por meio das provas. Novamente o método de Kulhawy (1985) voltou a apresentar valor de carga máxima estimada abaixo do valor obtido em prova, dessa maneira, conservador.

Para a estaca tipo perfil metálico, de 12m de comprimento, o método de Meyerhoff (1973), adotando-se $ca=0,8c$ e $\delta=0,95Ø$, apresentou valor de carga máxima estimada próximo ao obtido pela prova de carga.

Verificando-se a estaca trilho de 18m de comprimento pode-se notar que o método de Kulhawy (1985), adotando-se $\delta/Ø=1$ e $K/K_o=1,0$, foi aquele que apresentou valor de carga máxima estimada mais próximo daquele obtido pela prova de carga. Em contrapartida, os métodos da Universidade de Grenoble, Meyerhoff (1973) e Levacher & Sieffert (1984) estimaram valores de carga máxima superiores ao valor obtido pela prova de carga. O mesmo comportamento ocorre para a estaca trilho de 20,5m de comprimento.

As estacas escavadas apresentaram praticamente mesmo comportamento que as estacas hélice contínuas em relação aos valores estimados pelos métodos utilizados nesta pesquisa. Em ambos os casos, o método de Levacher & Sieffert (1984) foi o que conduziu a valores de PU/PC mais próximo da unidade. O método de Kulhawy (1985) apresentou-se como conservador, enquanto que os métodos da Universidade de Grenoble e Meyerhoff (1973) apresentaram-se mais otimistas.

Para a estaca ômega, o método de Meyerhoff, considerando-se ca=c, δ=Ø, foi, dentre os métodos considerados, aquele que conduziu a valor de carga máxima estimada mais próximo do determinado pela prova de carga.

Para a estaca pré-moldada, somente o método de Kulhawy (1985) apresentou valores de carga máxima estimada a favor da segurança.

Na tabela 7.19 são apresentados os valores de PU/PC médios obtidos por meio de cada método estudado considerando-se na média todas as estacas ensaiadas.

Tabela 7.19. Valores de PU/PC médios obtidos para cada método considerando todas as estacas.

	MEY* (1973)	MEY** (1973)	KULH´ (1985)	KULH´´ (1985)	L.S (1984)	GRBL#	GRBL##
Média	1,53	1,78	0,44	0,64	1,40	1,37	3,41
Desvio Padrão	0,60	0,79	0,17	0,25	0,70	0,53	3,05
Cv (%)	39,2	44,4	38,6	39	50	38,7	89,4
Valor máximo	2,88	3,72	0,76	1,11	2,9	2,54	8,77
Valor mínimo	0,9	1,03	0,22	0,33	0,7	0,8	0,55
Máx-méd.	+1,35	+1,94	+0,33	+0,47	+1,50	+1,18	+5,36
Min-méd.	-0,63	-0,75	-0,22	-0,31	-0,70	-0,57	-2,86

Onde: *ca=0,8c e δ=0,95Ø; **ca=c e δ=Ø; ‘ δ/Ø=1 e K/K_o=0,66; ‘’ δ/Ø=1 e K/K_o=1,0; #λ=0; ##λ=-Ø/8, Cv=coeficiente de variação (média/desvio padrão)

7.8.9 Considerações finais

Dessa maneira, a partir dos dados e análises já apresentadas, fazem-se os seguintes comentários para cada tipo de estaca e para cada método utilizado:

7.8.9.1 Em relação ao tipo de estaca

7.8.9.1.1 Estacas raiz de 12m de comprimento

O método de Meyerhoff (1973) foi o único que apresentou valores de PU/PC acima >1,0. Tal fato indica que os métodos analisados nesta pesquisa foram adequados para a

previsão da capacidade de carga deste tipo de estaca, desde que respeitadas às condições abordadas neste estudo.

Considerando-se todos os métodos estudados, esta estaca apresentou valor médio de PU/PC igual a 0,86 (sd=0,37, coeficiente de variação=43%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,29 e 0,29 respectivamente).

7.8.9.1.2 Estaca raiz de 23m de comprimento

Dentre os métodos utilizados para a previsão da capacidade de carga da estaca raiz de 23m, somente o método de Kulhawy (1985) apresentou valor de PU/PC <1,0. O método de Levacher & Sieffert (1984) foi o que apresentou valor de PU/PC mais próximo da unidade. O método da Universidade de Grenoble, considerando-se λ=-Ø/8, foi o que apresentou valor de capacidade de carga mais distante do valor determinado pela prova de carga.

Considerando-se todos os métodos estudados, esta estaca apresentou valor médio de PU/PC igual a 1,44 (sd=1,02, coeficiente de variação=71%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 3,55 e 0,44 respectivamente).

7.8.9.1.3 Estacas metálicas tipo perfil I de 18m de comprimento

Dentre os métodos estudados, o da Universidade de Grenoble, considerando-se λ=0, foi o que apresentou valor de PU/PC mais próximo da unidade. O método de Kulhawy (1985) foi o que apresentou menor valor de PU/PC em relação à unidade.

Os métodos de Levacher & Sieffert (1985) e Meyerhoff (1973) apresentaram valores de carga máxima estimados de 12 a 27% acima dos valores obtidos pelas provas de carga. Entretanto pode-se assumir como aceitável esta variação em se tratando métodos teóricos.

Esta estaca apresentou valor médio de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, igual a 0,98 (sd=0,41, coeficiente de variação=42%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,51 e 0,35 respectivamente).

7.8.9.1.4 Estaca metálica tipo perfil I de 12m de comprimento

O método de Meyerhoff (1973) foi o que apresentou valores de PU/PC mais próximos da unidade, os demais métodos apresentaram valores de PU/PC abaixo da unidade.

O valor médio de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 0,68 (sd=0,29, coeficiente de variação=42,6%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,1 e 0,27 respectivamente).

7.8.9.1.5 Estaca metálica tipo trilho TR37 de 18m de comprimento

De acordo com a tabela 7.18, dentre os métodos estudados, somente o de Kulhawy (1985) apresentou valores de PU/PC<1,0, os demais métodos apresentaram valores superiores à unidade.

O valor médio obtido de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 2,07 (sd=1,96, coeficiente de variação=95%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 6,37 e 0,55 respectivamente).

7.8.9.1.6 Estaca Metálica tipo Trilho de 20,5m de comprimento

Da mesma maneira que o ocorrido para as estacas tipo trilho de 18m de comprimento, somente o método de Kulhawy (1985) apresentou valores de PU/PC menores que a unidade.

O valor médio obtido de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 2,68 (sd=2,76, coeficiente de variação=104%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 8,77 e 0,65 respectivamente).

7.8.9.1.7 Estacas escavadas

Dentre os métodos estudados, conforme se pode ser verificado na tabela 7.18, o de Kulhawy (1985) foi o único que apresentou valor de PU/PC < 1,0.

O valor médio obtido de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 1,26 (sd=0,55, coeficiente de variação=43,6%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,88 e 0,42 respectivamente).

7.8.9.1.8 Estacas hélice contínua

Da mesma maneira que o ocorrido com as estacas escavadas, somente o método de Kulhawy (1985) apresentou valores de PU/PC menores que 1,0.

O valor médio obtido de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 1,22 (sd=0,53, coeficiente de variação=43,4%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,81 e 0,40 respectivamente).

7.8.9.1.9. Estaca ômega

Os métodos da universidade de Grenoble e Meyerhoff (1973) foram os que apresentaram valores de PU/PC mais próximos da unidade. Os valores máximos e mínimos de PU/PC obtidos, considerando-se os métodos estudados foram 0,22 (Kulhawy) e 1,03 (Meyerhoff).

O valor médio obtido de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 0,71 (sd=0,31, coeficiente de variação=43,6%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,03 e 0,22 respectivamente).

7.8.9.1.10 Estaca pré-moldada

Dentre os métodos estudados, o de Kulhawy (1985) foi o que apresentou valores de PU/PC mais próximos da unidade.

O valor médio obtido de PU/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 3,18 (sd=2,5, coeficiente de variação=78,6%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 8,34 e 0,76 respectivamente).

7.8.9.2 Em relação aos métodos utilizados

7.8.9.2.1 Método de Meyerhoff (1973)

De uma forma geral, o método de Meyerhoff (1973) tendeu a apresentar valores de capacidade de carga estimada mais próximos dos obtidos pelas provas de carga quando considerado ca=0,8c e δ=0,95Ø.

O método apresentou-se como conservador para certos tipos de estacas e otimista para outros. A variação dos valores de PU/PC obtidos por meio do método apresentou um valor mínimo de 0,9 e máximo de 3,72, o que indica a alta variabilidade do método.

O método de Meyerhoff (1973), assumindo-se ca=0,8c e δ=0,95Ø, apresentou, de acordo com a tabela 7.19, PU/PC (considerando-se todas as estacas ensaiadas) valor médio de PU/PC igual a 1,53 e desvio padrão de 0,60 e coeficiente de variação (Cv) de 39,2%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de PU/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,35 e -0,63. Observando-se o método de Meyerhoff (1973), agora se adotando ca=c e δ=Ø , podem ser verificados os seguintes valores de acordo com a tabela 7.17: PU/PC médio (considerando-se todas estacas ensaiadas) igual a 1,78, desvio padrão de 0,79, coeficiente de variação de 44,4% e diferenças entre a média e os valores de PU/PC máximo e mínimo foi de +1,94 e – 0,75.

As maiores variações em relação à unidade de PU/PC foram para as estacas tipo trilho de 20,5m de comprimento (PU/PC= 2,27) e estaca pré-moldada de concreto (PU/PC=3,72), que são as estacas de pequeno diâmetro e influenciadas pela ação do drapejamento ocorrido durante a cravação.

7.8.9.2.2 Método de Kulhawy e equipe (Universidade de Cornell) (1985)

O método de Kulhawy (1985) foi o único método, dentre os estudados, que apresentou a quase totalidade dos valores de PU/PC <1,0.

O método de Kulhawy (1985), assumindo-se δ/Ø=1 e K/K_o=0,66, apresentou, de acordo com a tabela 7.19, PU/PC (considerando-se todas as estacas ensaiadas) valor médio de PU/PC igual a 0,44 e desvio padrão de 0,17 e coeficiente de variação de 38,6%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de PU/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,33 e -0,22. Observando-se o método de KULHAWY (1985), agora se adotando δ/Ø=1 e K/K_o=1,0, podem ser verificados os seguintes valores de acordo com a tabela 7.19: PU/PC médio (considerando-se todas as estacas ensaiadas) igual a 0,64, desvio padrão de 0,25, coeficiente de variação de 39% e diferenças entre a média e os valores de PU/PC máximo e mínimo foi de +0,47 e – 0,31.

Dentre as estacas estudadas, as estacas tipo trilho e pré-moldada de concreto foram as que apresentaram maiores valores de PU/PC.

7.8.9.2.3 Método de Levacher & Sieffert (1984)

Com exceção das estacas tipo trilho e pré-moldada, este método apresentou valores de PU/PC próximos da unidade, considerando-se variação máxima de até 30% acima da carga máxima observada pela prova de carga. Retirando-se as estacas trilho, os valores máximos acima da unidade foram de 1,3 e abaixo da unidade 0,7.

O método de Levacher & Sieffert (1984) apresentou, de acordo com a tabela 7.19, PU/PC (considerando-se todas as estacas ensaiadas) valor médio de PU/PC igual a 1,40, desvio padrão de 0,70 e coeficiente de variação de 50%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de PU/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,50 e -0,70.

7.8.9.2.4 Método da Universidade de Grenoble

De uma forma geral, o método da Universidade de Grenoble tendeu a apresentar valores de capacidade de carga estimada mais próximos dos obtidos pelas provas de carga quando considerado $\lambda=0$; ou seja, superfície de ruptura no contato estaca-solo.

O método da Universidade de Grenoble assumindo-se $\lambda=0$ apresentou, de acordo com a tabela 7.19, PU/PC (considerando-se todas as estacas ensaiadas) valor médio de PU/PC igual a 1,37, desvio padrão de 0,53 e coeficiente de variação de 38,7%. Em relação às diferenças entre a média e os valores de PU/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +1,18 e -0,57. Observando-se o da Universidade de Grenoble, agora se adotando $\lambda=-Ø/8$, podem ser verificados os seguintes valores de acordo com a tabela 7.19: PU/PC médio (considerando-se todas as estacas ensaiadas) igual a 3,41, desvio padrão de 3,05, coeficiente de variação de 89,4% e diferenças entre a média e os valores de PU/PC máximo e mínimo foi de +5,36 e – 2,86.

Novamente, a exemplo dos métodos anteriormente comentados, as estacas tipo trilho e pré-moldada de concreto (estacas caracterizadas pelo pequeno diâmetro e pela influência do drapejamento durante a cravação) apresentaram maiores valores de PU/PC.

Retirando-se as estacas trilho e pré-moldada, os valores máximos de PU/PC acima e abaixo da unidade foram respectivamente 1,41 e 0,8, para $\lambda= 0$. Considerando-se $\lambda=-Ø/8$ os valores máximos e mínimos de PU/PC (excluindo-se as estacas tipo pré-moldada e trilho) foram respectivamente 3,55 e 0,55.

CAPÍTULO 8

ESTIMATIVA DAS RESISTÊNCIAS LATERAIS DAS ESTACAS ESTUDADAS POR MEIO DE MÉTODOS PRÓPRIOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS COMPRIMIDAS

8.1 INTRODUÇÃO

É prática comum a diversos projetistas de fundações a utilização de métodos semi-empíricos, próprios para estimativa de capacidade de carga de estacas comprimidas, para a previsão da capacidade de carga de estacas submetidas a esforços de tração. Estes projetistas consideram que a carga máxima de uma estaca tracionada corresponde à resistência lateral da mesma estaca quando submetida a esforços de compressão, desprezando a parcela referente à resistência de ponta.

Alguns técnicos aplicam coeficientes de minoração da parcela de resistência lateral de uma estaca comprimida assumindo o valor resultante como sendo a resistência à tração da mesma estaca. Vale notar que estes coeficientes possuem ampla variação, e nem sempre conduzem a valores próximos da realidade.

Foram realizados, nesta pesquisa, cálculos para estimativa da resistência lateral total das estacas estudadas por meio de métodos semi-empíricos próprios para solicitações à compressão. As resistências laterais obtidas foram comparadas com as cargas máximas determinadas por meio das provas de carga executadas.

Neste capítulo foram utilizados os seguintes métodos para a estimativa dos valores de resistência lateral:

1) Décourt & Quaresma (1998);
2) Décourt & Quaresma (1978);
3) Aoki & Velloso (1975 – SPT);
4) Aoki & Velloso (1975 – CPT);
5) David Cabral (1986);
6) P.P Velloso (1981);

7) Teixeira (1996);
8) Antunes & Cabral (1996);
9) FUNDESP (1998);
10) Monteiro (2000).

8.2 MÉTODO DE Décourt & Quaresma (1978 e 1998)

8.2.1 Introdução

O método de Décourt & Quaresma (1978), foi elaborado para utilização de parâmetros fornecidos por meio de ensaios de SPT.

A capacidade de carga de uma estaca comprimida é obtida por meio da somatória das parcelas referentes à resistência lateral total (Rl) e de ponta (Rp).

8.2.2 Formulações

As parcelas de resistências Rl e Rp são determinadas pelas equações subseqüentes:

$$Rl = rl\ Sl \quad (8.1)$$

$$Rp = rp\ Ap \quad (8.2)$$

$$Sl = U\ L \quad (8.3)$$

Onde:

Sl= área de superfície lateral;
Ap= área da ponta;
U= perímetro da estaca;
L= comprimento da estaca.

Os valores de rl e rp são fornecidos por:

$$rl = 10\left(\frac{Nl}{3} + 1\right) \text{ (kPa)} \quad (8.4)$$

$$rp = CNp \text{ (kPa)} \quad (8.5)$$

Onde:

Nl= valor médio do N_{spt} lateral da estaca, não se considerando os valores a serem utilizados no valor da ponta. ($Nl \geq 3{,}0$ e $Nl \leq 50{,}0$);

Np=valor médio do Nspt da ponta obtido na cota de apoio, imediatamente superior e inferior.

C=fator característico do solo fornecido pela tabela 8.1.

Tabela 8.1. Fator característico do solo, C. Décourt & Quaresma (1978).

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

* Solos residuais.

Décourt (1982), *apud* Cintra & Aoki (1999), propõe a utilização de quatro coeficientes de segurança parciais: Fp (relativo aos parâmetros do solo), Ff (relativo a formulação adotada), Fd (relativo a deformações excessivas) e Fc (relativo a cargas). Para a parcela referente ao atrito lateral total sugere os valores 1,1-1,0-1,0-1,2;cuja multiplicação resulta em 1,3. Para a resistência de ponta sugere os valores 1,35-1,0-2,5-1,2; cuja multiplicação resulta em 4,0. Dessa maneira, a equação para a determinação da capacidade de carga fica:

$$R = \frac{Rl}{1{,}3} + \frac{Rp}{4} \quad (8.6)$$

Décourt (1998) propõe (equação 8.7) para a estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas em geral, hélice contínua, raiz e injetadas sob altas pressões:

$$R = \alpha Rp + \beta Rl \quad (8.7)$$

Onde: α e β são fornecidos pelas tabelas 8.2 e 8.3:

abela 8.2. Valores de coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Décourt (1998).

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica.	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* Valores orientativos em face ao reduzido número de dados.

Tabela 8.3. Valores de coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Décourt (1998).

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica.	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60	1,00*	1,50*	3,00*

* Valores orientativos em face ao reduzido número de dados.

Deve-se ressaltar que o método de Décourt & Quaresma (1978), foi inicialmente desenvolvido para estacas de deslocamento, como é o caso das estacas pré-moldadas. Com o passar do tempo este método veio sofrendo constantes adequações em função do surgimento de novos tipos de estacas e metodologia executiva. Recentemente este método foi adequado para o ensaio de SPT-T, onde foi incluído neste o conceito de N equivalente (N_{eq}).

$$Neq = \frac{T}{1,2} \quad (8.8)$$

8.2.3 Resultados obtidos e discussões

O método de Décourt & Quaresma pode ser utilizado para a estimativa da capacidade de carga de diversos tipos de estaca. Dessa maneira, este método foi utilizado para a estimativa da resistência lateral de todas as estacas estudadas neste trabalho.

Para as estacas metálicas, tipo raiz e trilho foram utilizados os valores de N_{spt} mais próximos ao local da execução de cada estaca. Para as estacas hélice contínua, ômega, pré-moldada e escavadas, utilizou-se o valor de N_{spt} médio em função da impossibilidade de identificação precisa do posicionamento das sondagens em relação a estas estacas.

As tabelas 8.4 e 8.5 apresentam os parâmetros RL/PC obtidos para as estacas estudadas.

Tabela 8.4. Resistência lateral estimada por meio do método de Décourt & Quaresma (1978).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (1978) (kN)	RL/PC	RL/PC $_{médio}$ por estaca
RAIZ T1	12	410	910	436	0,48	0,48
RAIZ T2	12	410	910	447	0,49	0,48
RAIZ T3	12	410	980	447	0,46	0,48
RAIZ T4	23	310	1410*	884	0,63	0,63
PERFIL P1	18/14#	350**	998	774´/574#	0,77´/0,57#	0,75´/0,55#
PERFIL P2	18/14#	350**	980	709´/520#	0,72´/0,53#	0,75´/0,55#
PERFIL P3	12/8#	350**	500	461´/240#	0,92´/0,48#	0,92´/0,48#
TRILHO TR1	18/14#	140**	267	286´/210#	1,07´/0,78#	1,07´/0,78#
TRILHO TR2	20,5/16,5#	140**	278	416´/284#	1,50´/1,02#	1,50´/1,02#
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	128	0,64	0,64
ESCAVADA E01	12	400	700*	413	0,60	0,65
ESCAVADA EC02	12	400	600	413	0,69	0,65
ESCAVADA EC03	12	400	630*	413	0,65	0,65
HÉLICE HC01	12	400	700*	413	0,60	0,63
HÉLICE HC02	12	400	600*	413	0,69	0,63
HÉLICE HC03	12	400	700*	413	0,60	0,63
OMEGA OM1	12	370	1051*	384	0,36	0,36

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca;.* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento ocorrido durante a cravação.

Tabela 8.5. Resistência lateral estimada por meio do método de Décourt & Quaresma (1998).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (1998) (kN)	RL/PC	RL/PC $_{médio}$ por estaca
RAIZ T1	12	410	910	655	0,72	0,71
RAIZ T2	12	410	910	671	0,74	0,71
RAIZ T3	12	410	980	671	0,68	0,71
RAIZ T4	23	310	1410*	1325	0,94	0,94
PERFIL P1	18/14$^{\#}$	350**	998	774´/574$^{\#}$	0,77´/0,57$^{\#}$	0,75´/0,55$^{\#}$
PERFIL P2	18/14$^{\#}$	350**	980	709´/520$^{\#}$	0,72´/0,53$^{\#}$	0,75´/0,55$^{\#}$
PERFIL P3	12/8$^{\#}$	350**	500	461´/240$^{\#}$	0,92´/0,48$^{\#}$	0,92´/0,48$^{\#}$
TRILHO TR1	18/14$^{\#}$	140**	267	286´/210$^{\#}$	1,07´/0,78$^{\#}$	1,07´/0,78$^{\#}$
TRILHO TR2	20,5/16,5$^{\#}$	140**	278	416´/284$^{\#}$	1,50´/1,02$^{\#}$	1,50´/1,02$^{\#}$
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	128	0,64	0,64
ESCAVADA E01	12	400	700*	269	0,38	0,42
ESCAVADA EC02	12	400	600	269	0,45	0,42
ESCAVADA EC03	12	400	630*	269	0,43	0,42
HÉLICE HC01	12	400	700*	413	0,60	0,63
HÉLICE HC02	12	400	600*	413	0,69	0,63
HÉLICE HC03	12	400	700*	413	0,60	0,63
OMEGA OM1	12	370	1051*	384	0,36*	0,36

Onde: PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca;* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, $^{\#}$=Valor estimado descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento ocorrido durante a cravação.

As figuras 8.1 e 8.2 apresentam a comparação dos valores de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca utilizando o método de Décourt & Quaresma (1978 e 1998). A figura 8.3 apresenta esta comparação considerando-se o drapejamento ocorrido na execução das estacas metálicas.

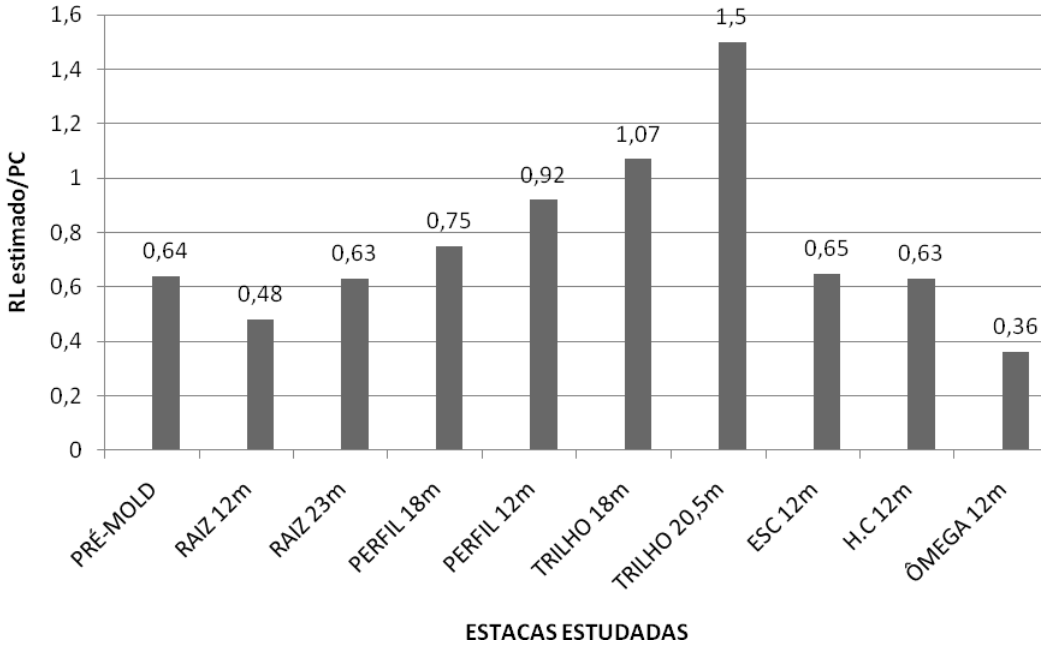


Figura 8.1. Valores de RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1978).

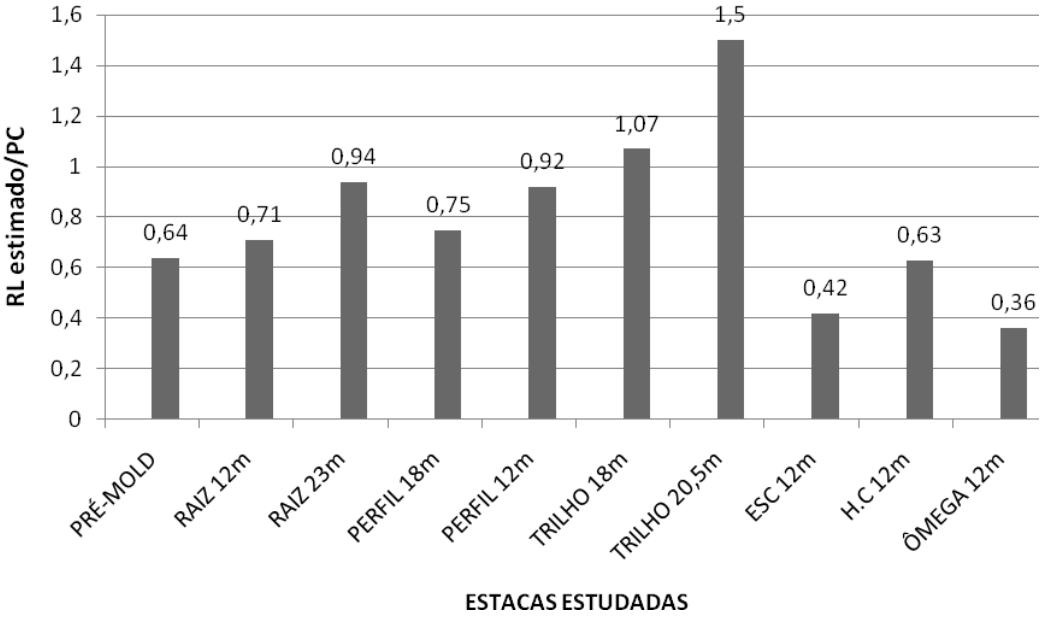


Figura 8.2. Valores de RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1998).

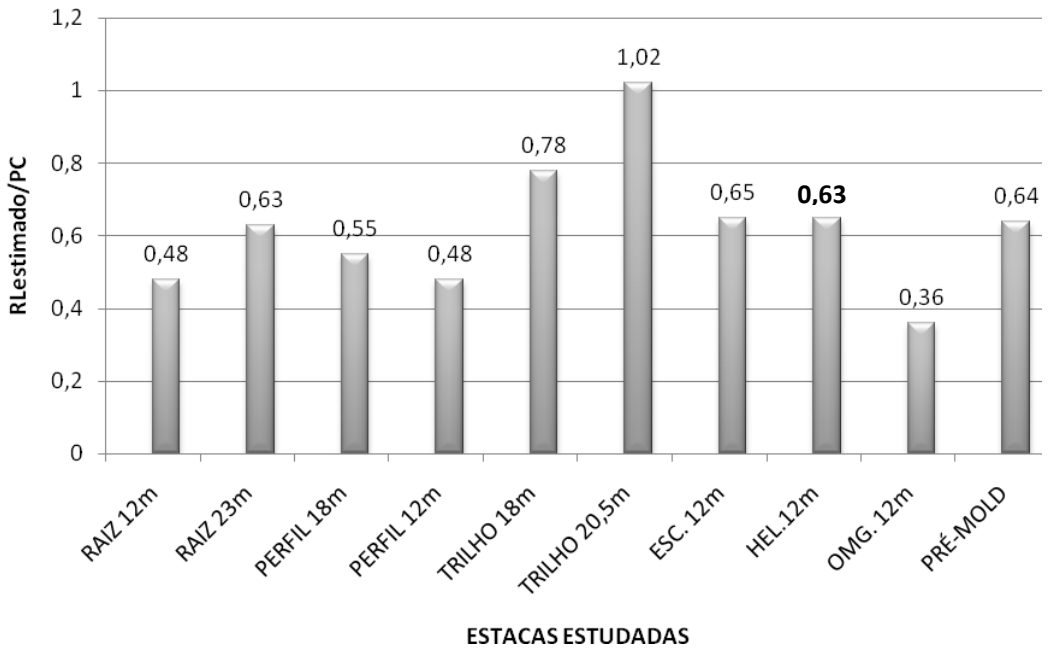


Figura 8.3. Valores médios de RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1998) considerando-se o drapejamento nas estacas metálicas.

De acordo com os parâmetros obtidos, verifica-se que a estaca tipo ômega foi a que apresentou o menor valor de RL/PC.

De uma maneira geral, conforme observado utilizando-se a figura 8.3, todas as estacas estudadas, com exceção da estaca trilho de 20,5m (considerando-se o efeito do drapejamento) apresentaram valores de RL/PC <1,0.

Na tabela 8.6 são apresentados os valores da resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada por meio do método de Décourt & Quaresma (1978).

Tabela 8.6. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1978).

ESTACA	L (m)	RL/PC	$PC_{TRAÇÃO}$
RAIZ	12	0,48	$PC_{TRAÇÃO}$=2,08 $RL_{compressão\ estimada}$
RAIZ	23	0,63	$PC_{TRAÇÃO}$=1,58 $RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	18	0,55	$PC_{TRAÇÃO}$=1,82 $RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	12	0,48	$PC_{TRAÇÃO}$=2,08 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	18	0,78	$PC_{TRAÇÃO}$=1,28 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	20,5	1,02	$PC_{TRAÇÃO}$=0,98 $RL_{compressão\ estimada}$
PRÉ-MOLDADA	14	0,64	$PC_{TRAÇÃO}$=1,56 $RL_{compressão\ estimada}$
ESCAVADA	12	0,65	$PC_{TRAÇÃO}$=1,54 $RL_{compressão\ estimada}$
HÉLICE	12	0,65	$PC_{TRAÇÃO}$=1,54 $RL_{compressão\ estimada}$
OMEGA	12	0,36	$PC_{TRAÇÃO}$=2,80 $RL_{compressão\ estimada}$

$PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

Na tabela 8.7 são apresentados os valores da resistência a tração em função da resistência lateral a compressão de cada tipo de estaca estudada utilizando Décourt & Quaresma (1998).

Tabela 8.7. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de Décourt & Quaresma (1998).

ESTACA	L (m)	RL/PC	$PC_{TRAÇÃO}$
RAIZ	12	0,71	$PC_{TRAÇÃO}$=1,40 $RL_{compressão\ estimada}$
RAIZ	23	0,94	$PC_{TRAÇÃO}$=1,06 $RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	18	0,55	$PC_{TRAÇÃO}$=1,82 $RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	12	0,48	$PC_{TRAÇÃO}$=2,08 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	18	0,78	$PC_{TRAÇÃO}$=1,28 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	20,5	1,02	$PC_{TRAÇÃO}$=0,98 $RL_{compressão\ estimada}$
PRÉ-MOLDADA	14	0,64	$PC_{TRAÇÃO}$=1,56 $RL_{compressão\ estimada}$
ESCAVADA	12	0,42	$PC_{TRAÇÃO}$=2,38 $RL_{compressão\ estimada}$
HÉLICE	12	0,63	$PC_{TRAÇÃO}$=1,58$RL_{compressão\ estimada}$
OMEGA	12	0,36	$PC_{TRAÇÃO}$=2,80 $RL_{compressão\ estimada}$

$PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

De acordo com as tabelas 8.6 e 8.7 pode-se verificar que a carga máxima obtida pelas provas de carga, de uma forma geral, foi superior em relação às resistências laterais estimadas por meio do método de Décourt & Quaresma (1978 & 1998).

8.3 MÉTODO DE Aoki & Velloso, SPT e CPT (1975)

8.3.1 Formulações

A capacidade de carga de uma estaca comprimida é obtida pela seguinte equação:

$$R=Rl + Rp \quad (8.9)$$

Onde :

R= capacidade de carga

Rl= parcela de resistência lateral total da estaca

Rp= parcela de resistência de ponta na cota de apoio do elemento estrutural.

A resistência de ponta pode ser definida por uma capacidade de carga do solo na cota referente à ponta da estaca multiplicada pela área da ponta. Dessa maneira:

$$Rp=rp\ x\ Ap \quad (8.10)$$

Para a verificação da resistência lateral total, o método considera a variação do atrito lateral entre estaca e solo com a estratificação das camadas transpassadas pela estaca.

$$Rl = U\sum_{1}^{n}(rl\Delta l) \quad (8.11)$$

Onde:

U=perímetro da estaca.

Δl= espessura da camada transpassada.

Os valores de rp e rl são determinados a partir da resistência de ponta (qc) e do atrito lateral unitário (fc) medidos em ensaios de penetração tipo CPT.

$$rp = \frac{qc}{F1} \quad (8.12)$$

$$rl = \frac{fc}{F2} \quad (8.13)$$

Onde:

F1 e F2 são coeficientes de correlação entre a estaca e o a sonda cônica do CPT.

Para estacas tipo Franki, metálicas e pré-moldadas Aoki & Velloso propuseram valores de F1 e F2 apresentados na tabela 8.8 :

Tabela 8.8. Coeficientes de transformação F1 e F2.

TIPO DE ESTACA		F_1	F_2
FRANKI	Fuste apiloado	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
METÁLICA		1,75	3,50
PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO	Cravada	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
ESCAVADA	Pequeno diâmetro	3,00	6,00
	Grande diâmetro	3,50	7,00
	Com lama bentonítica*	3,50	4,50
RAIZ *		2,20	2,40
STRAUSS*		4,20	3,90
HÉLICE CONTÍNUA*		3,00	3,80
ESTACA ÔMEGA*		2,5	3,2

*Valores propostos por Monteiro (2000).

Para estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro o parâmetro F1=1,75 demonstrou ser bastante conservador. Dessa maneira foi proposta a seguinte relação para estacas pré-moldadas de concreto:

$$F1 = 1 + \frac{D}{0{,}80} \quad (8.14)$$

Onde:

D= diâmetro da estaca (m).

Para estacas escavadas Aoki (1976) considera que dependendo do processo de execução da estaca e de seu grau de perturbação induzida ao terreno, F2 pode variar de 4,5 a 10,5 (com F2=2F1). Para estacas escavadas com lama bentonítica podem ser adotados valores de F1=3,5 e F2=7,0. Velloso & Lopes (2002) comentam que para estacas tipo raiz podem ser utilizados valores de F1=2,0 e F2=4,0.

Quando não se dispõe do valor de fc, pode-se correlacioná-lo com a resistência de ponta qc:

$$fc=\alpha\, qc \quad (8.15)$$

Onde:

α =coeficiente em função do tipo de solo.

Quando não há disponibilidade de parâmetros obtidos por meio de ensaios de CPT, pode obter a resistência de ponta (qc) por meio da equação seguinte:

$$qc= K\, N_{spt} \quad (8.16)$$

Onde:

K= coeficiente que depende do solo.

A tabela 8.9, proposta por Aoki & Velloso (1975), apresenta os valores de α e K.

Tabela 8.9. Coeficientes α e K. Aoki & Velloso (1975).

Tipo de solo	K (KPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0

Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

Dessa forma, as equações 8.12 e 8.13 podem ser reescritas da seguinte maneira:

$$rp = \frac{KNp}{F1} \quad (8.18)$$

$$rl = \frac{\alpha KNl}{F2} \quad (8.19)$$

Onde:

Np=N_{spt} da ponta da estaca

Nl= N_{spt} médio na camada de solo de espessura Δl.

Portanto, tem-se:

$$R = \frac{KNp}{F1} xAp + \frac{U}{F2} \sum_{1}^{n} (\alpha KNl \Delta l) \quad (8.20).$$

8.3.2 Resultados obtidos e discussões

Nas tabelas 8.10 e 8.11 são apresentados os valores de resistência lateral estimados por meio do método em questão.

Para as estacas tipo escavada, hélice contínua e ômega, utilizaram-se na previsão da resistência lateral os valores de N_{spt} e fs (CPT) médios do terreno em função da impossibilidade de localização precisa da sondagem mais próxima. Para as demais estacas foram utilizados valores de N_{spt} e fs (CPT) provenientes de sondagens mais próximas à cada estaca em estudo.

As figuras 8.4 até 8.7 apresentam comparação entre os valores RL/PC obtidos para cada tipo de estaca estudada.

Tabela 8.10. Resistência lateral estimada por meio do método de Aoki & Velloso (1975) utilizando N_{spt}.

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (SPT) (kN)	F2 adotado	RL/PC	RL/PC médio por estaca
RAIZ T1	12	410	910	182	4,0[1]	0,20	0,19
RAIZ T2	12	410	910	178	4,0[1]	0,20	0,19
RAIZ T3	12	410	980	178	4,0[1]	0,18	0,19
RAIZ T4	23	310	1410*	509	4,0[1]	0,36	0,36
PERFIL P1	18/14[#]	350**	998	385´/283[#]	3,5[2]	0,38´/0,28[#]	0,36´/0,27[#]
PERFIL P2	18/14[#]	350**	980	346´/250[#]	3,5[2]	0,35´/0,26[#]	0,36´/0,27[#]
PERFIL P3	12/8[#]	350**	500	224´/110[#]	3,5[2]	0,45´/0,22[#]	0,45´/0,22[#]
TRILHO TR1	18/14[#]	140**	267	140´/101[#]	3,5[2]	0,52´/0,38[#]	0,52´/0,38[#]
TRILHO TR2	20,5/16,5[#]	140**	278	237´/140[#]	3,5[2]	0,85´/0,50[#]	0,85´/0,50[#]
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	60	3,5	0,30	0,30
ESCAVADA E01	12	400	700*	146	6,0[2]	0,21	0,23
ESCAVADA EC02	12	400	600	146	6,0[2]	0,24	0,23
ESCAVADA EC03	12	400	630*	146	6,0[2]	0,23	0,23
HÉLICE HC01	12	400	700*	230	3,8[2]	0,33	0,35
HÉLICE HC02	12	400	600*	230	3,8[2]	0,38	0,35
HÉLICE HC03	12	400	700*	230	3,8[2]	0,33	0,35
OMEGA OM1	12	370	1051*	214	3,2[2]	0,20	0,20

[1] VELOSO & LOPES (2002);[2] MONTEIRO (2000), PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, [#]=Valor estimado descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas .

Tabela 8.11. Resistência lateral estimada por meio do método de Aoki & Velloso (1975) utilizando valores obtidos a partir de ensaios de CPT.

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (CPT) (kN)	RL/PC	RL/PC médio por estaca
RAIZ T1	12	410	910	345	0,38	0,34
RAIZ T2	12	410	910	302	0,33	0,34
RAIZ T3	12	410	980	302	0,31	0,34
RAIZ T4	23	310	1410*	721	0,51	0,51
PERFIL P1	18/14[#]	350**	998	479´/370[#]	0,48´/0,37[#]	0,48´/0,37[#]
PERFIL P2	18/14[#]	350**	980	479´/370[#]	0,48´/0,38[#]	0,48´/0,37[#]
PERFIL P3	12/8[#]	350**	500	300´/123[#]	0,60´/0,25[#]	0,60´/0,25[#]
TRILHO TR1	18/14[#]	140**	267	194´/150[#]	0,73´/0,56[#]	0,73´/0,56[#]
TRILHO TR2	20,5/16,5[#]	140**	278	255´/176[#]	0,92´/0,63[#]	0,92´/0,63[#]
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	95	0,48	0,48
ESCAVADA E01	12	400	700*	203	0,30	0,32
ESCAVADA EC02	12	400	600	203	0,34	0,32
ESCAVADA	12	400	630*	203	0,32	0,32

EC03						
HÉLICE HC01	12	400	700*	320	0,46	0,48
HÉLICE HC02	12	400	600*	320	0,53	0,48
HÉLICE HC03	12	400	700*	320	0,46	0,48
OMEGA OM1	12	370	1051*	296	0,28	0,28

PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca;* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas.

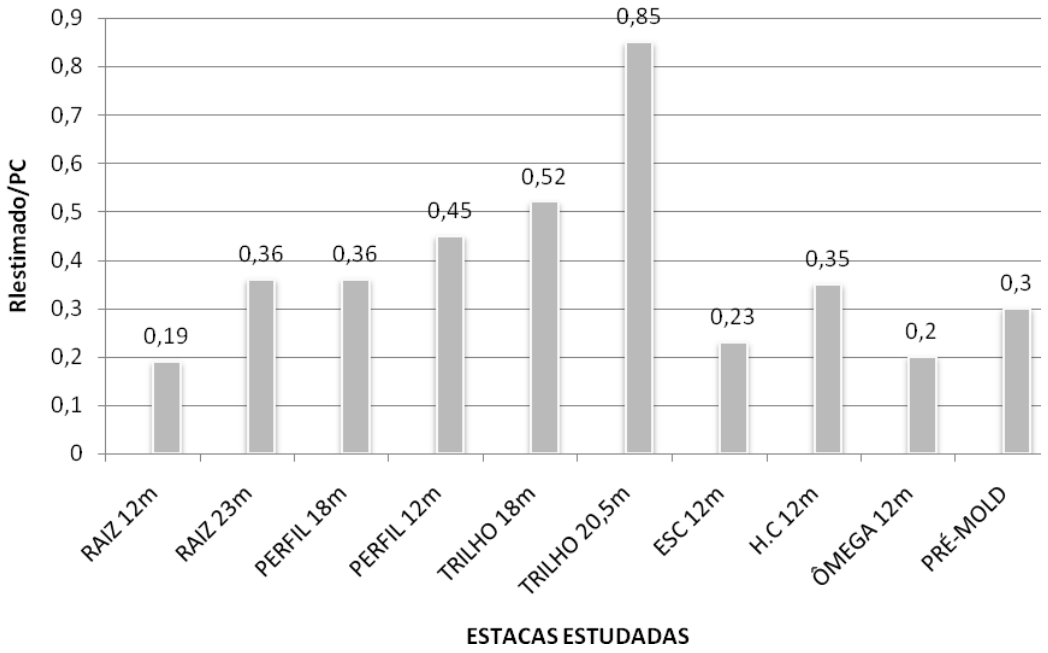


Figura 8.4. Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Velloso (1975) utilizando-se valores de N_{spt}.

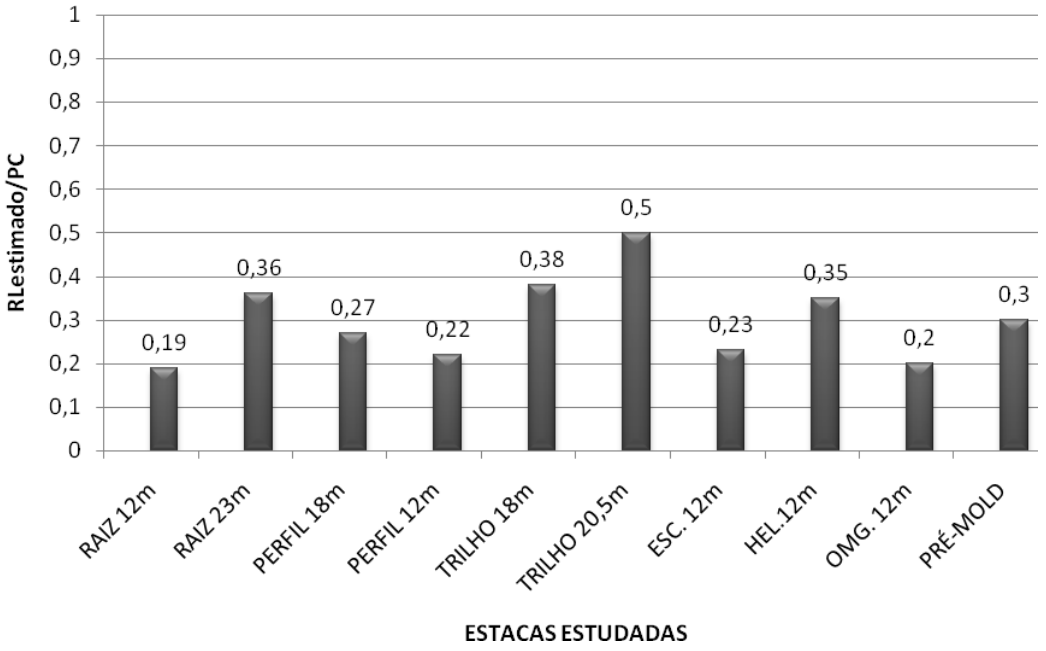


Figura 8.5. Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Velloso (1975) utilizando-se valores de N_{spt} descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas.

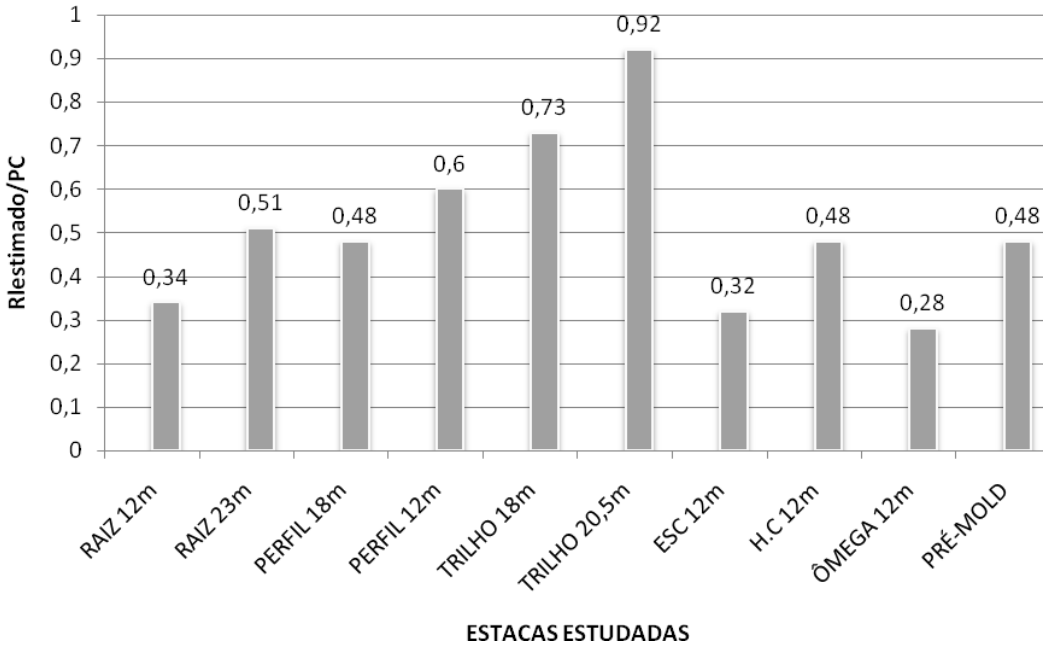


Figura 8.6. Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Velloso (1975) utilizando-se valores provenientes de ensaios de CPT.

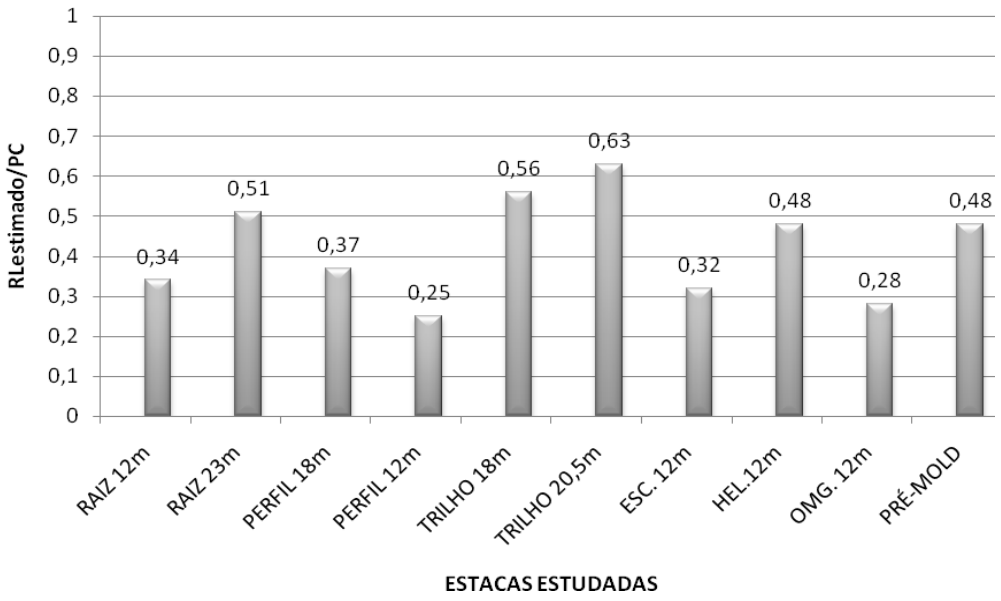


Figura 8.7. Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Velloso (1975) utilizando-se valores provenientes de ensaios de CPT e descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas.

Nas tabelas 8.12 e 8.13 são apresentados os valores de resistência à tração em função da resistência lateral a compressão estimada obtida para cada tipo de estaca.

Tabela 8.12. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Velloso (1975), utilizando-se valores de N_{spt}.

ESTACA	L (m)	RL/PC	$PC_{TRAÇÃO}$
RAIZ	12	0,19	$PC_{TRAÇÃO}=5,26\ RL_{compressão\ estimada}$
RAIZ	23	0,36	$PC_{TRAÇÃO}=2,78 RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	18	0,27	$PC_{TRAÇÃO}=3,70\ RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	12	0,22	$PC_{TRAÇÃO}=4,54\ RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	18	0,38	$PC_{TRAÇÃO}=2,63\ RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	20,5	0,50	$PC_{TRAÇÃO}=2,0\ RL_{compressão\ estimada}$
PRÉ-MOLDADA	14	0,30	$PC_{TRAÇÃO}=3,33\ RL_{compressão\ estimada}$
ESCAVADA	12	0,23	$PC_{TRAÇÃO}=4,34 RL_{compressão\ estimada}$
HÉLICE	12	0,35	$PC_{TRAÇÃO}=2,86 RL_{compressão\ estimada}$
OMEGA	12	0,20	$PC_{TRAÇÃO}=5,0\ RL_{compressão\ estimada}$

$PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

Tabela 8.13. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de Aoki & Velloso (1975), utilizando-se valores obtidos por ensaios de CPT.

ESTACA	L (m)	RL/PC	$PC_{TRAÇÃO}$
RAIZ	12	0,34	$PC_{TRAÇÃO}$=2,94 $RL_{compressão\ estimada}$
RAIZ	23	0,51	$PC_{TRAÇÃO}$=1,96$RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	18	0,37	$PC_{TRAÇÃO}$=2,70 $RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	12	0,25	$PC_{TRAÇÃO}$=4,00 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	18	0,56	$PC_{TRACÃO}$=1,78 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	20,5	0,63	$PC_{TRAÇÃO}$=1,58 $RL_{compressão\ estimada}$
PRÉ-MOLDADA	14	0,48	$PC_{TRAÇÃO}$=2,10 $RL_{compressão\ estimada}$
ESCAVADA	12	0,32	$PC_{TRAÇÃO}$=3,12$RL_{compressão\ estimada}$
HÉLICE	12	0,48	$PC_{TRAÇÃO}$=2,10$RL_{compressão\ estimada}$
OMEGA	12	0,28	$PC_{TRAÇÃO}$=3,57 $RL_{compressão\ estimada}$

$PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

Por meio dos parâmetros apresentados nas tabelas 8.10 e 8.11 pode-se notar, de uma maneira geral, que o valor médio de RL/PC (obtido considerando-se todas as estacas e drapejamento) determinado a partir de valores de N_{spt}, foi de 0,30, desvio padrão de 0,09, coeficiente de variação igual a 30%. Para as mesmas estacas, utilizando-se valores de fs, a média, o desvio padrão e coeficiente de variação dos valores de RL/PC obtidos foram de 0,40, 0,10 e 25% respectivamente. Tais valores indicam que o método de Aoki & Velloso (1975) utilizando-se valores de fs conduziram a valores de PU/PC mais próximos da unidade e menor valor de coeficiente de variação. Entretanto as resistências laterais previstas estão abaixo daquelas obtidas por meio das provas de carga.

Tal fato provavelmente ocorre em função do método de Aoki & Velloso (1975) ter sido inicialmente desenvolvido para a utilização de valores de fs e qc, ambos obtidos em ensaios de CPT mecânico (*Cone Penetration Test*).

A possibilidade de utilização dos valores de N_{spt} no método provém de correlações propostas pelos próprios autores.

Das estacas verificadas, as do tipo trilho foram aquelas em que o método apresentou valores de resistência lateral mais próximos das cargas máximas encontradas pelas provas de carga.

Vale à pena ressaltar que o método de Aoki & Velloso (1975) foi inicialmente desenvolvido tendo como base provas de carga em estacas pré-moldadas e do tipo Franki, sendo o método posteriormente adaptado para ser utilizado em outros tipos de estacas.

8.4 MÉTODO DE P.P. Velloso (1981)

8.4.1 Introdução

Este método foi idealizado tendo como base a utilização de parâmetros fornecidos pelo ensaio de CPT, utilizando-se para resistência lateral fs valores médios verificados na haste da sonda.

8.4.2 Formulações

O autor propõe um método semi-empírico em que os valores de qp e e ql são obtidos mediante as seguintes relações:

$$qp=\alpha\,\beta\,qc \quad (8.21)$$

$$ql=\alpha\,\lambda\,fs \quad (8.22)$$

Onde:

α = fator de execução da estaca, sendo 1,0 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas;

β=fator de dimensão da base da estaca, sendo:

$\beta = 1{,}016 - 1{,}016\frac{D}{d}$ (8.23) para estacas comprimidas; e 0,0 para estacas tracionadas;

Em que:

D= diâmetro da ponta da estaca na cota de apoio e d= diâmetro da ponta do cone CPT (igual a 3,6cm);λ=fator de carregamento; sendo 1,0 para estacas comprimidas e 0,7 para estacas tracionadas; $qc = \frac{qc1 + qc2}{2}$ (8.24), sendo que qc1 é a média aritmética dos valores medidos da resistência e ponta no ensaio de cone, no trecho 8D acima da ponta da estaca, e qc2 a média para o trecho 3,5D abaixo da ponta da estaca. Segundo Presa & Pousada (2004), esta proposição utiliza o mesmo esquema de ruptura do modelo de De Beer (1971)

indicado na figura 8.8. Quando a estaca possuir um comprimento menor que 8xD deve-se adotar nulos os valores de qc1. A figura 8.8 apresenta um esquema do modelo da resistência de ponta e fuste.

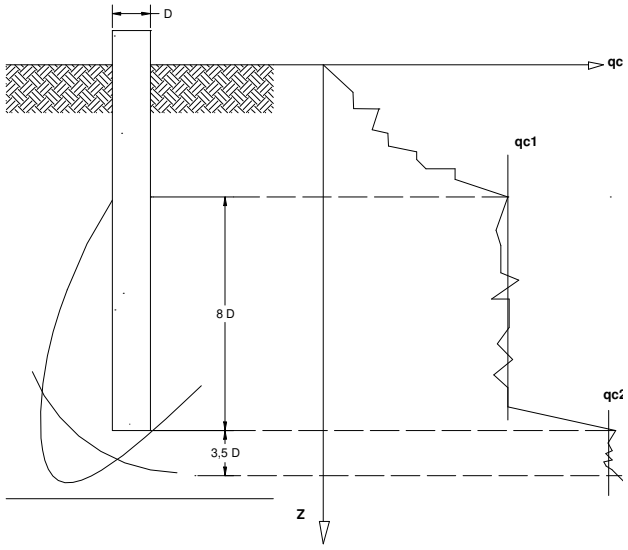


Figura 8.8. Esquema do modelo da resistência de ponta e fuste.

Quando não se dispõe de ensaios de CPT, podem ser utilizadas as correlações seguintes com o N_{spt} :

$$qc = a\,N^{b} \quad (8.25)$$

$$fs = a'N^{b'} \quad (8.26)$$

Os coeficientes a, b, a´e b´ são propostos por P.P Velloso (1981) para solos do Rio de Janeiro. Na tabela 8.14 são apresentados estes parâmetros:

Tabela 8.14. Valores dos coeficientes a, b, a´,b´

Tipo de solo	Ponta		Atrito Lateral	
	a (kPa)	b	a´(kPa)	b´
Areias sedimentares submersas.	600	1,0	5,0	1,0
Argilas sedimentares submersas.	250	1,0	6,3	1,0
Solos residuais de gnaisse areno- siltosos submersos.	500	1,0	8,5	1,0
Solos residuais de gnaisses silto- arensosos submersos.	400	1,0	8,0	1,0

8.4.3 Resultados obtidos e discussões.

Na tabela 8.15 são apresentados os valores estimados de RL/PC por meio do método de P.P Velloso (1981).

Para as estacas tipo escavada, hélice contínua e ômega, para a estimativa da resistência lateral utilizou-se valores de fs (CPT) médios do terreno em função da impossibilidade de localização precisa da ensaio mais próximo. Para as demais estacas foram utilizados valores de fs (CPT) provenientes de sondagens mais próximas à cada estaca em estudo.

As figuras 8.9 e 8.10 apresentam uma comparação entre RL/PC para cada tipo de estaca.

Tabela 8.15. Resistência lateral estimada por meio do método de P.P. Velloso (1981).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	α adotado	λ adotado	RL (CPT) (kN)	RL/PC	RL/PC médio por estaca
RAIZ T1	12	410	910	0,5	0,7	483	0,53	0,47
RAIZ T2	12	410	910	0,5	0,7	423	0,46	0,47
RAIZ T3	12	410	980	0,5	0,7	423	0,43	0,47
RAIZ T4	23	310	1410*	0,5	0,7	947	0,67	0,67
PERFIL P1	18/14$^{\#}$	350**	998	1,0	0,7	1174´/908$^{\#}$	1,18´/0,91$^{\#}$	1,19´/0,91$^{\#}$
PERFIL P2	18/14$^{\#}$	350**	980	1,0	0,7	1174´/908$^{\#}$	1,20´/0,91$_{\#}$	1,19´/0,91$^{\#}$
PERFIL P3	12/8$^{\#}$	350**	500	1,0	0,7	736´/302$^{\#}$	1,47´/0,60$^{\#}$	1,47´/0,60$^{\#}$
TRILHO TR1	18/14$^{\#}$	140**	267	1,0	0,7	474´/366$^{\#}$	1,77´/1,37$^{\#}$	1,77´/1,37$^{\#}$
TRILHO TR2	20,5/16,5$^{\#}$	140**	278	1,0	0,7	626´/432$^{\#}$	2,25´/1,55$^{\#}$	2,25´/1,55$^{\#}$
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	1,0	0,7	233	1,16	1,16
ESCAVADA E01	12	400	700*	0,5	0,7	442	0,63	0,69
ESCAVADA EC02	12	400	600	0,5	0,7	442	0,74	0,69
ESCAVADA EC03	12	400	630*	0,5	0,7	442	0,70	0,69
HÉLICE HC01	12	400	700*	0,5	0,7	442	0,63	0,66
HÉLICE HC02	12	400	600*	0,5	0,7	442	0,74	0,66
HÉLICE HC03	12	400	700*	0,5	0,7	442	0,63	0,66
OMEGA OM1	12	370	1051*	0,5	0,7	410	0,39	0,39

PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, $^{\#}$=Valor estimado considerando descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas.

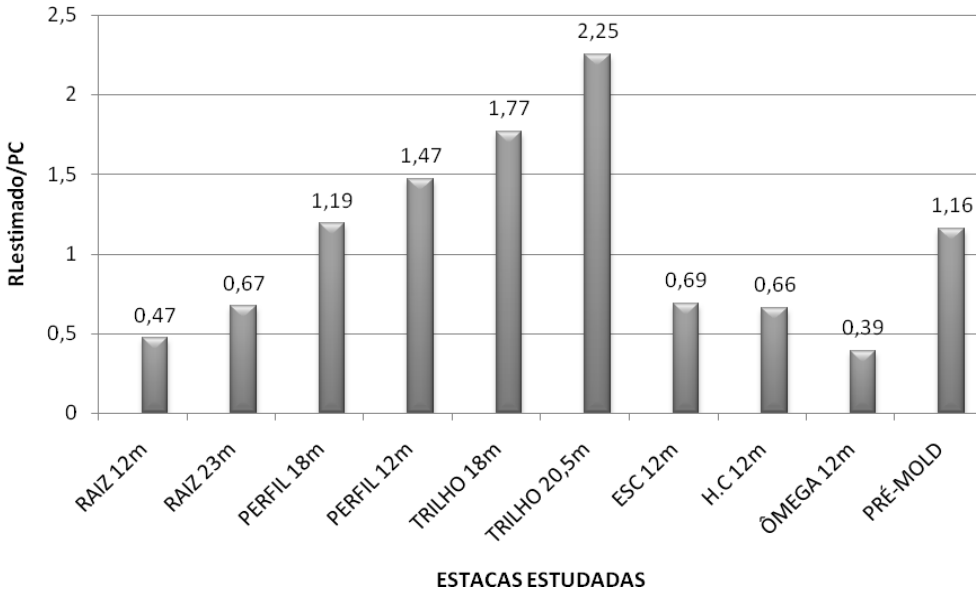


Figura 8.9. Valores RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio método de P.P. Velloso (1981) utilizando-se valores obtidos a partir de ensaios de CPT.

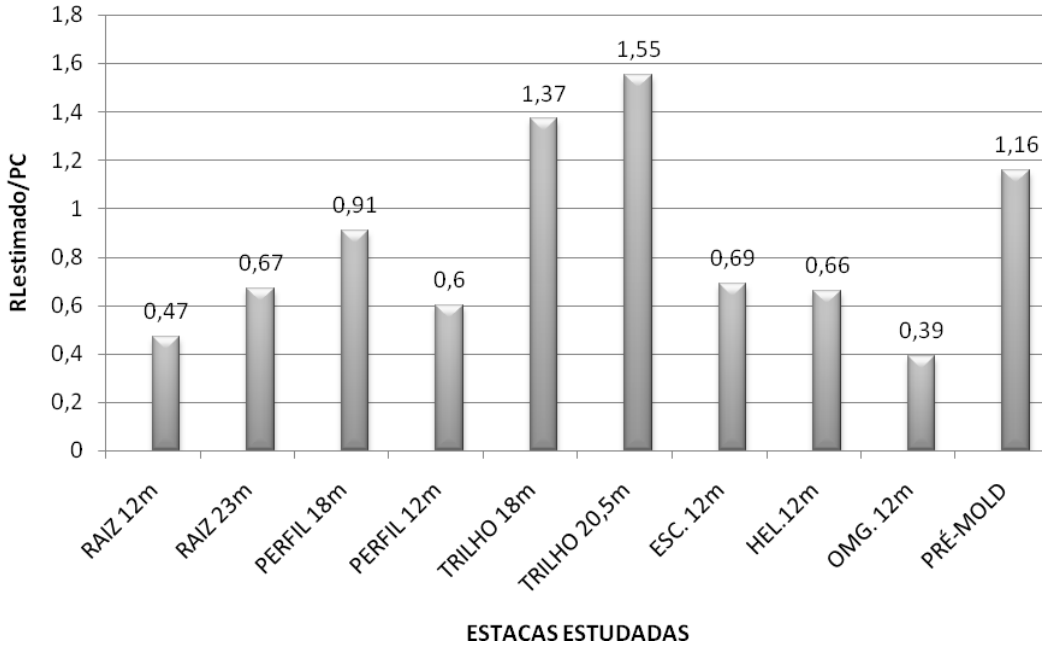


Figura 8.10. Valores RL/PC médios obtidos para cada tipo de estaca por meio método de P.P. Velloso (1981) utilizando-se valores obtidos a partir de ensaios de CPT e descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas.

Percebe-se de acordo a figura 8.10 que o método de P.P Velloso (1981), considerando-se as estacas metálicas tipo trilho e pré-moldada, previu valores de RL/PC superiores a unidade. O método também apresentou o menor valor de RL/PC para a estaca tipo ômega. As estacas escavadas, hélice contínua e raiz de 23m apresentaram valores de RL/PC próximos.

Dessa maneira, observando-se a figura 8.10, pode-se dizer que o parâmetro α=0,5, sugerido pelo autor para estacas escavadas possibilitou a obtenção de valores de RL/PC abaixo da unidade, enquanto que o valor de α=1,0 sugerido pelo autor para estacas de deslocamento possibilitou a determinação de valores de RL/PC mais próximos da unidade para estacas tipo perfil de 18m e menores que a unidade para a estaca metálica de 12m. Entretanto, para os trilhos e para a estaca pré-moldada, este valor de α apresentou valores de RL/PC >1,0.

Na tabela 8.16 são apresentadas as estimativa da resistência à tração de cada estaca estudada em função da resistência lateral média estimada pelo método.

Tabela 8.16. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de P.P Velloso (1981), utilizando-se valores obtidos por ensaios de CPT.

ESTACA	L (m)	RL/PC	$PC_{TRAÇÃO}$
RAIZ	12	0,47	$PC_{TRAÇÃO}$=2,13 $RL_{compressão\ estimada}$
RAIZ	23	0,67	$PC_{TRAÇÃO}$=1,50$RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	18	0,91	$PC_{TRAÇÃO}$=1,10 $RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	12	0,60	$PC_{TRAÇÃO}$=1,67 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	18	1,37	$PC_{TRAÇÃO}$=0,73 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	20,5	1,55	$PC_{TRAÇÃO}$=0,64 $RL_{compressão\ estimada}$
PRÉ-MOLDADA	14	1,16	$PC_{TRAÇÃO}$=0,86 $RL_{compressão\ estimada}$
ESCAVADA	12	0,69	$PC_{TRAÇÃO}$=1,45$RL_{compressão\ estimada}$
HÉLICE	12	0,66	$PC_{TRAÇÃO}$=1,51$RL_{compressão\ estimada}$
OMEGA	12	0,39	$PC_{TRAÇÃO}$=2,56 $RL_{compressão\ estimada}$

$PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

De acordo com a tabela 8.16 pode-se verificar que a carga máxima obtida pelas provas de carga, com exceção das estacas tipo trilho e pré-moldada, foi superior em relação às resistências laterais estimadas por meio do método de P.P Velloso (1981).

8.5 MÉTODO DE David Cabral PARA ESTACAS RAIZ (1986)

8.5.1 Introdução

O método de David Cabral (1986) é utilizado na previsão da capacidade de carga de estacas raiz, pois leva em consideração a pressão de injeção da nata de cimento durante o processo de execução. Este método também considera a variação das camadas de solo transpassadas pela estaca.

8.5.2 Formulações

A equação da capacidade de carga é abaixo relacionada:

$$R = Rp + Rl \quad (8.27)$$

Em que rp e rl podem ser escritos da seguinte maneira:

$$rp = \beta_0 \beta_2 N \leq 50\ kgf/cm^2 \quad (8.28)$$

$$rl = \beta_0 \beta_1 N \leq 2{,}0 kgf/cm^2 \quad (8.29)$$

$$\beta_0 = 1 + 0{,}10p - 0{,}01D \quad (8.30)$$

Onde :

D= diâmetro final da estaca (cm);

p= pressão de injeção da estaca (kgf/cm^2).

Os parâmetros β_1 e β_2 são fornecidos pela tabela 8.17:

Tabela 8.17. Coeficientes β_1 e β_2 . David Cabral (1986).

Tipo de solo	β_1 (%)	β_2 kgf/cm^2
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

O valor de β_0 pode ser obtido pela tabela 8.18, de acordo com FUNDESP (2001).

Tabela 8.18. Valores de β_0. FUNDESP (2001).

D (mm)	p=0,0 kgf/cm^2	p=1,0 kgf/cm^2	p=2,0 kgf/cm^2	p=3,0 kgf/cm^2
100	0,90	1,01	1,12	1,23
120	0,88	0,99	1,10	1,21
150	0,85	0,96	1,07	1,18
160	0,84	0,95	1,06	1,17
200	0,80	0,91	1,02	1,13
250	0,75	0,86	0,97	1,08
310	0,69	0,80	0,91	1,02
420	0,58	0,69	0,80	0,91

Deve-se ressaltar que neste método, em vez de se utilizar o valor médio de N_{SPT} ao longo de todo o fuste, utiliza-se o valor médio do N_{spt} por camada (com espessura Δl). Dessa maneira o valor de rl é determinado para cada camada transpassada.

Portanto, a capacidade de carga, de acordo com o método, pode ser estimada pela seguinte equação:

$$R = \beta_0 \beta_2 N Ap + U \Sigma \beta_0 \beta_1 N \Delta l \quad (8.31)$$

8.5.3 Resultados obtidos e discussões

O método de David Cabral (1986) foi utilizado somente para a previsão das resistências laterais das estacas tipo raiz, uma vez que este corresponde a um método próprio para este tipo de estaca. Na tabela 8.19 são apresentados os valores de resistência lateral estimados. Deve-se salientar que foi considerada pressão de injeção referente a 3kg/cm^2, como anteriormente descrito 2.2.1.

Tabela 8.19. Resistência lateral estimada por meio do método de David Cabral (1986).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (CPT) (kN)	RL/PC	RL/PC médio por estaca
RAIZ T1	12	410	910	361	0,40	0,38
RAIZ T2	12	410	910	354	0,39	0,38
RAIZ T3	12	410	980	354	0,36	0,38
RAIZ T4	23	310	1410*	1038	0,74	0,74

* Valor estimado por meio do método de Van der Veen (1953)

De acordo com a tabela 8.19 verifica-se que o método de David Cabral (1986) apresentou valores de RL/PC menores que 1,0 para todas as estacas estudadas. O valor médio de RL/PC, o desvio padrão e o coeficiente de variação obtidos considerando-se todas as estacas (12 e 23m de comprimento) foram iguais a 0,50, 0,17 e 34% respectivamente.

Na tabela 8.20 apresentam-se os valores de resistência a tração em função das resistências laterais a compressão estimadas para cada tipo de estaca por meio do método de David Cabral (1986).

Tabela 8.20. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca por meio do método de David Cabral (1986).

ESTACA	L (m)	RL/PC	PCtração
RAIZ	12	0,38	$PC_{tração}= 2,63\ RL_{compressão\ estimada}$
RAIZ	23	0,74	$PC_{tração}= 1,35\ RL_{compressão\ estimada}$

$PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

De acordo com a tabela 8.20 pode-se verificar que a carga máxima obtida pelas provas de carga foi superior em relação às resistências laterais estimadas por meio do método.

8.6 MÉTODO DE Teixeira (1996)

8.6.1 Formulações

Neste método, Teixeira (1996) baseado em parâmetros de N_{spt} propõe as seguintes equações:

$$qp = \alpha.Np \quad (8.32)$$

$$ql = \beta.Nl \quad (8.33)$$

Onde:

Np= valor médio dos índices de resistência à penetração medidos em um intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo;

Nl= é o valor médio dos valores de N_{spt} ao longo do comprimento do fuste da estaca;

α;β= parâmetros propostos pelo autor de acordo com as tabelas seguintes:

Tabela 8.21. Valores do parâmetro α. Teixeira (1996).

Tipo de solo ($4<N_{spt}<40$)	Parâmetro α (tf/m^2)			
	Tipos de estacas			
	Pré-moldadas de concreto e metálicas	Franki	Escavadas a céu aberto	Estacas raiz
Areia com pedregulho	44	38	31	29
Areia	40	34	27	26
Areia siltosa	36	30	24	22
Areia argilosa	30	24	20	19
Silte arenoso	26	21	16	16
Silte argiloso	16	12	11	11
Argila arenosa	21	16	13	14
Argila siltosa	11	10	10	10

Tabela 8.22. Valores do parâmetro β. Teixeira (1996).

Tipo de estaca	Parâmetro β	
	(tf/m^2)	(KPa)
Pré-moldadas e métálicas	0,4	4,0
Tipo Franki	0,5	5,0
Escavadas a céu aberto	0,4	4,0
Estacas tipo raiz	0,6	6,0

Dessa maneira a capacidade de carga (Qu) pode ser obtida pela seguinte equação:

$$Qu = \alpha.Np.Ap + \beta.Nl.Al \quad (8.34)$$

Onde:

Ap=área da ponta da estaca;

Al=área lateral da estaca.

De modo a estimar a carga admissível à compressão, o autor propõe a utilização de um fator de segurança global igual a 2,0 para as estacas por ele estudadas, com exceção das

estacas escavadas a céu aberto, para as quais recomenda coeficientes de segurança parciais de 4,0, para a parcela de ponta e 1,5 para a parcela lateral. Dessa maneira as cargas admissíveis ficariam da seguinte maneira:

Para estacas pré-moldadas, tipo Franki e tipo raiz:

$$Qa = \frac{Qp + Ql}{Fs} \quad (8.35)$$

Para estacas escavadas a céu aberto:

$$Qa = \frac{Qp}{4,0} + \frac{Ql}{1,5} \quad (8.36)$$

De acordo com Presa & Pousasa (2004), os valores das tabelas 8.21 e 8.22 não se aplicam a casos de estacas pré-moldadas cravadas em argilas moles sensíveis, em que normalmente N_{spt} é inferior a 3,0. Devido a grande espessura desses sedimentos, na maioria das vezes, as estacas cravadas não chegam a alcançar os sedimentos de areia compacta ou os solos residuais subjacentes, resultando estacas que trabalham essencialmente por resistência de atrito lateral. Nessas condições, recomenda ql= 2 a 3 tf/m^2 para argilas SFL (sedimentares flúvio lagunares e de baías) e 6 a 8 tf/m^2 para argilas AT (argilas transicionais).

8.6.2 Resultados obtidos e discussões

Na tabela 8.23 são apresentados os valores estimados pelo método para as estacas estudadas.

Tabela 8.23. Resistência lateral estimada por meio do método de Teixeira (1996).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (CPT) (kN)	RL/PC	RL/PC médio por estaca
RAIZ T1	12	410	910	500	0,55	0,55
RAIZ T2	12	410	910	520	0,57	0,55
RAIZ T3	12	410	980	520	0,53	0,55
RAIZ T4	23	310	1410*	1187	0,84	0,84
PERFIL P1	18/14#	350**	998	693´/506#	0,70´/0,50#	0,66´/0,48#
PERFIL P2	18/14#	350**	980	615´/440#	0,63´/0,45#	0,66´/0,48#
PERFIL P3	12/8#	350**	500	397´/183#	0,80´/0,37#	0,8´/0,37#
TRILHO TR1	18/14#	140**	267	248´/178#	0,93´/0,67#	0,93´/0,67#
TRILHO TR2	20,5/16,5#	140**	278	391´/253#	1,40´/0,91#	1,40´/0,91#
PRÉ-MOLDADA	14	180	200	103	0,51	0,51
ESCAVADA	12	400	700*	315	0,45	0,50
ESCAVADA	12	400	600	315	0,52	0,50
ESCAVADA	12	400	630*	315	0,50	0,50

PC= Carga obtida em prova de carga; L=comprimento da estaca; PU=resistência última à tração estimada.* Estimado por meio de Van der Veen.** Diâmetro equivalente calculado em função da área lateral, ´=Valor estimado pelo método considerando comprimento total da estaca, #=Valor estimado descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas.

Na figura 8.11 é apresentada uma comparação entre os valores de RL/PC para as estacas em estudo.

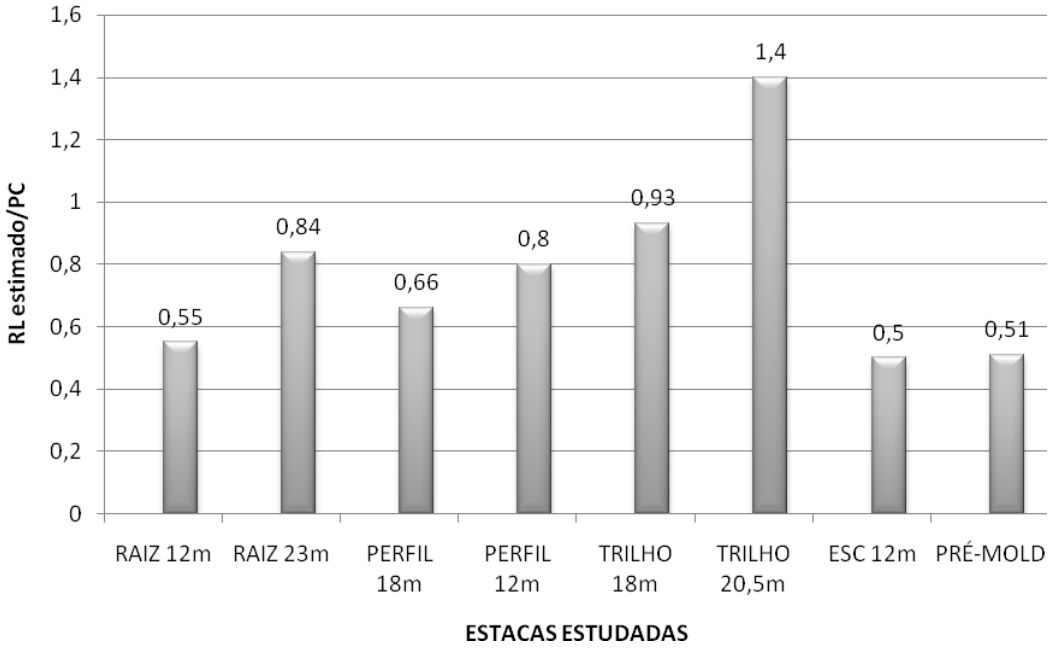


Figura 8.11. Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio do método de Teixeira (1996).

A figura 8.12 apresenta uma comparação entre os valores de RL/PC considerando-se o efeito do drapejamento das estacas metálicas.

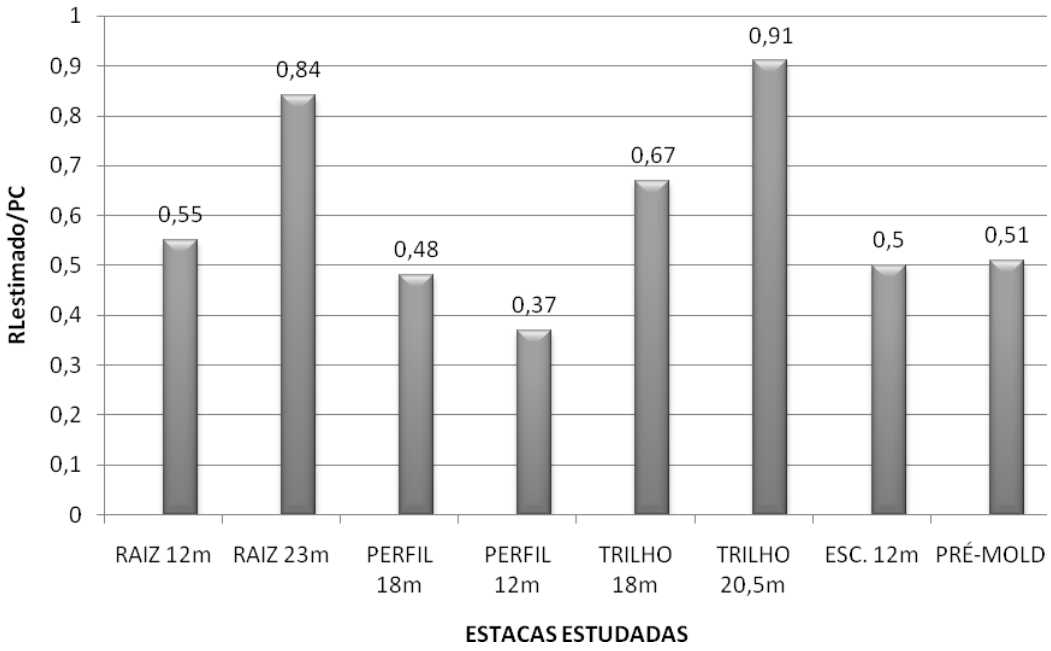


Figura 8.12. Valores médios de RL/PC obtidos para cada tipo de estaca por meio método de Teixeira (1996) descontando-se 4m de atrito lateral devido ao drapejamento das estacas metálicas.

Na tabela 8.24 são apresentados os valores da resistência a tração em função da resistência lateral da mesma estaca se tracionada.

Tabela 8.24. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por Teixeira (1996).

ESTACA	L (m)	RL/PC	$PC_{TRAÇÃO}$
RAIZ	12	0,55	$PC_{TRAÇÃO}$=1,82 $RL_{compressão\ estimada}$
RAIZ	23	0,84	$PC_{TRAÇÃO}$=1,19$RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	18	0,48	$PC_{TRAÇÃO}$=2,08 $RL_{compressão\ estimada}$
PERFIL	12	0,37	$PC_{TRAÇÃO}$=2,70 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	18	0,67	$PC_{TRAÇÃO}$=1,49 $RL_{compressão\ estimada}$
TRILHO	20,5	0,91	$PC_{TRAÇÃO}$=1,10 $RL_{compressão\ estimada}$
PRÉ-MOLDADA	14	0,51	$PC_{TRAÇÃO}$=1,96 $RL_{compressão\ estimada}$
ESCAVADA	12	0,50	$PC_{TRAÇÃO}$=2,00$RL_{compressão\ estimada}$

$PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

De acordo com a figura 8.12, o método apresentou RL/PC menores que a unidade para todas as estacas consideradas, ou seja, os valores de resistência lateral previstas foram inferiores às carga máximas obtidas pelas provas de carga. O valor de RL/PC para a estaca trilho de 20,5m foi o que chegou mais próximo a unidade.

Verifica-se pela tabela 8.23 que o valor médio de RL/PC considerando-se todas as estacas estudadas e o efeito do drapejamento foi equivalente a 0,56, desvio padrão de 0,14 e coeficiente de variação igual a 25%.

Observando-se a tabela 8.24 percebe-se que de uma forma geral as cargas máximas obtidas pelas provas de carga foram superiores às resistências laterais estimadas pelo método.

8.7 MÉTODO DE Monteiro (2000)

8.7.1 Introdução

Este método foi desenvolvido tendo como base principal o Método de AOKI & VELLOSO (1975) e é utilizado para estacas tipo ômega. Este introduziu algumas modificações nos parâmetros α e K e nos parâmetros F1 e F2, bem como no modelo da resistência de ponta da estaca. Os valores propostos de F1 e F2 para estacas tipo ômega foram 2,5 e 3,2. A tabela 8.25 apresenta os valores de α e K propostos por MONTEIRO (2000).

Tabela 8.25. Coeficientes α e K modificados por MONTEIRO (2000).

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

Argila	2,5	5,5
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila silto-arenosa	3,3	4,1

Para a consideração da resistência de ponta das estacas adotou-se o modelo proposto por De Beer (1972), considerando o fator de embutimento da estaca na camada resistente, bem como o fator de puncionamento dessa camada suporte da base da estaca, caso haja uma camada subjacente de baixa resistência.

8.7.2 Formulações

Os valores de qp e ql são obtidos em função de ensaio de CPT ou SPT como apresentam as equações seguintes:

8.7.2.1 Ensaio de campo tipo CPT:

$$qp = \frac{qc}{F1} \quad (8.37)$$

$$ql = \frac{fs}{F2} \quad (8.38)$$

$$fs = qc * \alpha \quad (8.39)$$

8.7.2.2 Ensaio de campo tipo SPT:

$$qp = \frac{K * Nspt}{F1} \quad (8.40)$$

$$ql = \frac{\alpha * K * Nspt}{F2} \quad (8.41)$$

O valor que qp para a estaca é obtido por meio da equação 8.42 seguinte:

$$qp = \frac{qp(\text{sup}) + qp(\text{inf})}{2} \quad (8.42)$$

Onde:

qp(sup)=média aritmética dos valores medidos da resistência de ponta no ensaio de cone, no trecho "7*D" acima da ponta da estaca (incluindo o valor da ponta), e qp(inf)= média do trecho "3,5D+1,0m" abaixo da ponta da estaca (sem o valor da ponta).

Caso a estaca não penetre suficientemente na camada resistente para que se forme totalmente a superfície de ruptura do solo, deve-se fazer uma correção em qp, denominada de correção do fator de embutimento, que consiste em adotar valores nulos para os qp entre 7D acima da ponta da estaca e a superfície do terreno.

Caso haja uma camada menos resistente abaixo da região de assentamento da ponta da estaca, em uma profundidade compreendida entre 3,5D+1,0m e (3,5D+1,0m)+2,0m abaixo da ponta da estaca, deve-se introduzir outra correção no valor de qp, chamado fator de correção de puncionamento, que consiste em calcular qp(inf), como a média dos valores da resistência de ponta no trecho abaixo da ponta igual a (3,5D+1,0m)+2,0m. Presa & Pousada (2004).

8.7.3 Resultados obtidos e discussões

Este método foi utilizado somente para a estaca ômega, uma vez que é indicado para este tipo de estaca. Foram utilizados valores de N_{spt} e fs médios obtidos para o Campo Experimental por meio de ensaios de SPT e CPT. Na tabela 8.26 são apresentados os valores de resistência lateral estimados pelo método. Na tabela 8.27 apresenta-se a resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por Monteiro (2000).

Tabela 8.26. Resistência lateral estimada por meio do método de Monteiro (2000).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (CPT) (kN)	RL/PC	RL (SPT) (kN)	RL/PC
ÔMEGA	12	370	1051*	332	0,32	351	0,34

* Estimado por meio do método de Van der Veen (1953); F1=2,5 e F2=3,2.

Tabela 8.27. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por Monteiro (2000).

ESTACA	L (m)	RL/PC	PCtração
ÔMEGA	12	0,32*	$PC_{tração}$= 3,12 $RL_{compressão\ estimada}$
ÔMEGA	12	0,34**	$PC_{tração}$= 2,94 $RL_{compressão\ estimada}$

* =CPT;** =SPT; $PC_{TRAÇÃO}$=carga máxima obtida pela prova de carga.

Apesar de ser um método indicado para estacas tipo ômega, este apresentou valores de RL/PC menores que 1,0, tanto se utilizando valores de N_{spt} ou fs. De acordo com a tabela 8.27, percebe-se que a carga máxima obtida pela prova de carga foi superior à resistência lateral estimada pelo método.

8.8. MÉTODO FUNDESP (1998)

8.8.1 Formulações

Neste método, largamente utilizado para estacas tipo ômega, os valores de resistência de ponta (Rp) e resistência lateral (Rl) são fornecidos pelas seguintes equações:

$$Rp = \beta o \beta 2\, NpAp \quad (8.43)$$

$$Rl = \sum (\beta o \beta 1 NlU\, \Delta l) \quad (8.44)$$

$$\beta o = 1{,}3 - 0{,}8D \quad (8.45)$$

Onde:

Np=valor de N_{spt} verificado na ponta da estaca;

Nl=valor de N_{spt} médio em cada camada atravessada pelo fuste da estaca;

Δl=espessura da camada atravessada;

U=perímetro da estaca;

Ap=área da ponta;

D=diâmetro da estaca;

β1 e β2= fornecidos pela tabela 8.28:

Tabela 8.28. Valores dos coeficientes β1 e β2.

Tipo de solo	β1 (tf/m^2)	β2 (tf/m^2)
Areia	0,4 a 0,6	20 a 30
Silte	0,25 a 0,35	10 a 25
Argila	0,3 a 0,4	15 a 20

8.8.2 Resultados obtidos e discussões

Foram utilizados valores de N_{spt} médios obtidos para o Campo Experimental por meio de ensaios de SPT. Na tabela 8.29 são apresentados os valores de resistência lateral estimados pelo método.

Tabela 8.29. Resistência lateral estimada por meio do método de FUNDESP (1998).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (kN)	RL/PC
ÔMEGA	12	370	1051*	270	0,26

* Estimado por meio do método de Van der Veen (1953).

Tabela 8.30. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por FUNDESP (1998).

ESTACA	L (m)	RL/PC	PCtração
ÔMEGA	12	0,26	$PC_{tração}$= 3,84 $RL_{compressão\ estimada}$

De acordo com as tabelas 8.29 e 8.30 pode-se notar que o método da FUNDESP, apesar de ser desenvolvido para estacas tipo ômega, apresentou valor de RL/PC <1,0, ou seja, a resistência lateral prevista foi menor do que a carga máxima atingida pela prova de carga.

8.9 MÉTODO DE Antunes & Cabral (1996)

8.9.1 Formulações

Neste método, utilizado para estacas tipo hélice contínua, os autores propõem as seguintes correlações com valores de N_{spt}:

$$qp = \beta 2N \leq 40 kgf/cm^2 \quad (8.45)$$

$$ql = \beta 1N \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (8.46)$$

Os valores de β1 e β2 são fornecidos pela tabela 8.31 :

Tabela 8.31. Valores dos coeficientes β1 e β2.

Tipo de solo	β1 (%)	β2 (kgf/cm^2)
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

8.9.2 Resultados obtidos e discussões

Foram utilizados valores de N_{spt} médios obtidos para o Campo Experimental. Na tabela 8.32 são apresentados os valores de resistência lateral estimados pelo método. Na tabela 8.33 é apresentado o valor da resistência a tração em função da resistência lateral estimada da mesma estaca se comprimida.

Tabela 8.32. Resistência lateral estimada por meio do método de Antunes & Cabral (1996).

ESTACA	L (m)	Diâmetro (m)	PC (kN)	RL (CPT) (kN)	RL/PC	RL/PC médio
HÉLICE HC01	12	400	700*	260	0,37	0,40
HÉLICE HCO2	12	400	600*	260	0,43	0,40
HÉLICE HCO3	12	400	700*	260	0,37	0,40

* Valor obtido por meio do método de Van der Veen (1953).

Tabela 8.33. Resistência a tração em função da resistência lateral a compressão estimada para cada tipo de estaca estimado por FUNDESP (1998).

ESTACA	L (m)	RL/PC	PCtração
HÉLICE	12	0,40	$PC_{tração} = 2,5\ RL_{compressão\ estimada}$

De acordo com a tabela 8.32 percebe-se que o método, apesar de ser indicado para estacas tipo hélice contínua, apresentou valor de RL/PC abaixo da unidade.

8.10 COMPARAÇÕES ENTRE OS VALORES OBTIDOS DE RL/PC MÉDIOS PARA AS ESTACAS ESTUDADAS

São apresentadas comparações entre valores de RL/PC médios estimados pelos métodos considerados neste capítulo para cada tipo de estaca.

8.10.1 Estacas raiz

Na figura 8.13 apresenta-se a comparação dos valores de RL/PC médios obtidos para as estacas raiz de 12m.

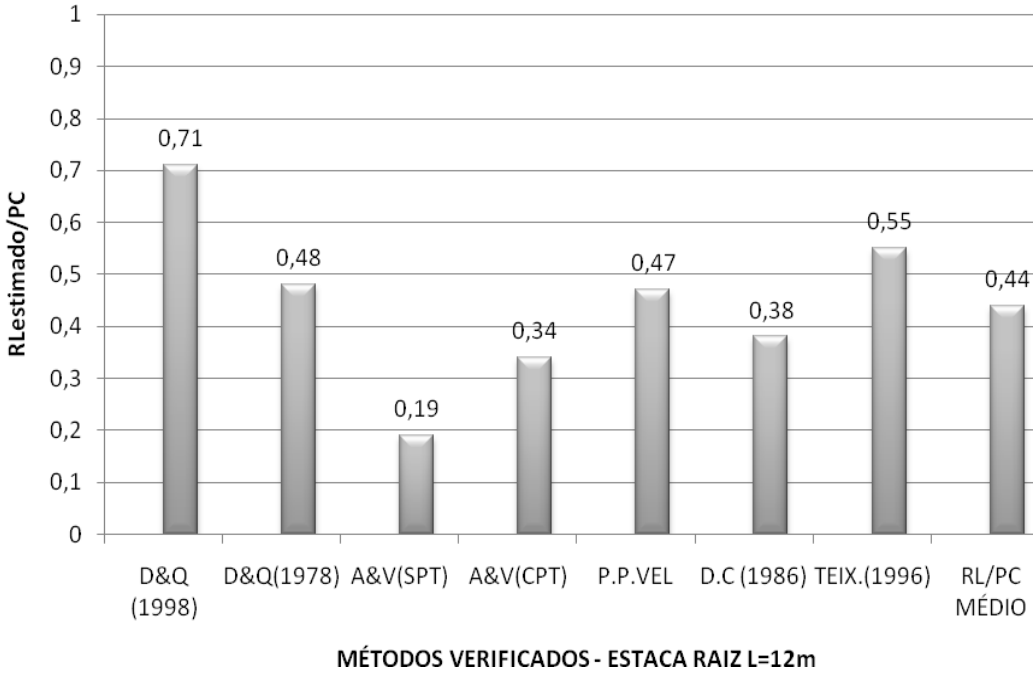


Figura 8.13. Comparação entre os valores de RL/PC médios obtidos pelos métodos utilizados para as estacas raiz de 12m de comprimento.

De acordo com a figura 8.13 nota-se que para as estacas tipo raiz de 12m de profundidade o método de Aoki & Velloso (1975), baseado em valores obtidos por meio de ensaios de SPT, foi o que apresentou os menores valores de RL/PC. O método de Décourt & Quaresma (1998) foi o que apresentou valor de RL/PC mais próximo da unidade.

A figura 8.14 apresenta a comparação entre os métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da resistência lateral para as estacas raiz de 23m de comprimento.

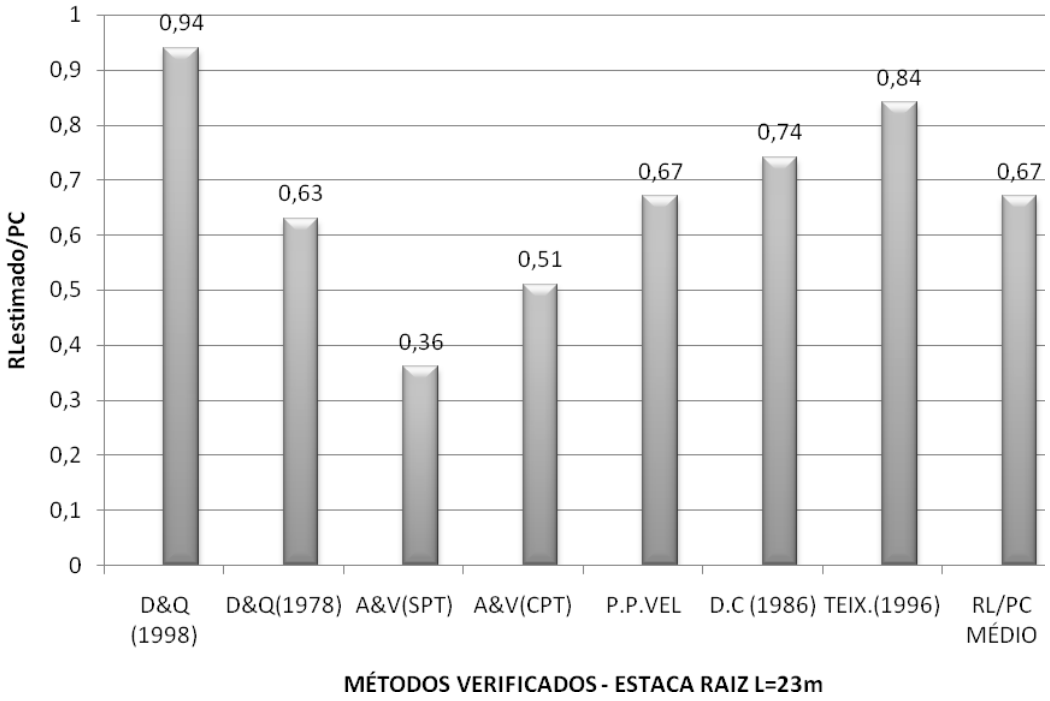


Figura 8.14. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para estaca raiz de 23m de comprimento.

Observando-se a figura 8.14 nota-se que para a estaca tipo raiz de 23m de comprimento todos os métodos apresentaram valores de RL/PC abaixo da unidade. O método de Aoki & Velloso (1975) foi o que apresentou os menores valores de RL/PC (0,36 e 0,51). O método de Décourt & Quaresma (1998) foi o que apresentou valor mais próximo a unidade. Os métodos de Teixeira (1996) e David Cabral (1986) também apresentaram valores de RL/PC <1,0, entretanto dentro de uma variação de 30% abaixo da unidade.

8.10.2 Estacas metálicas tipo perfil I

As figuras 8.15 e 8.16 apresentam a comparação entre os valores de RL/PC obtidos por meio dos métodos estudados para estaca metálica tipo perfil metálico de 18m de profundidade.

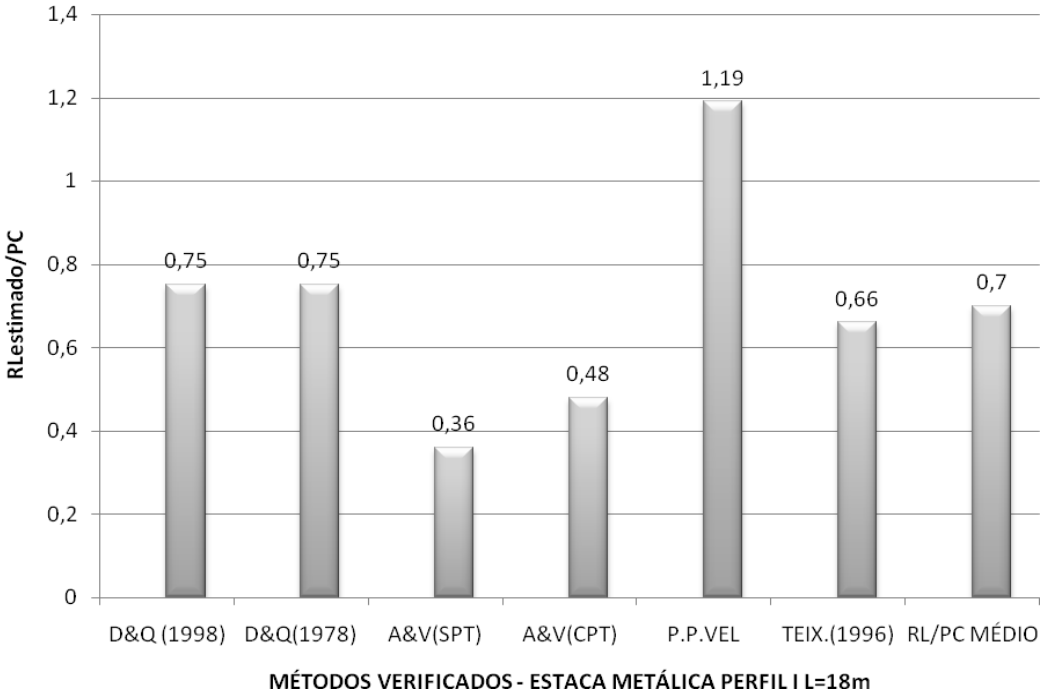


Figura 8.15. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para as estacas tipo perfil metálico de 18m de comprimento.

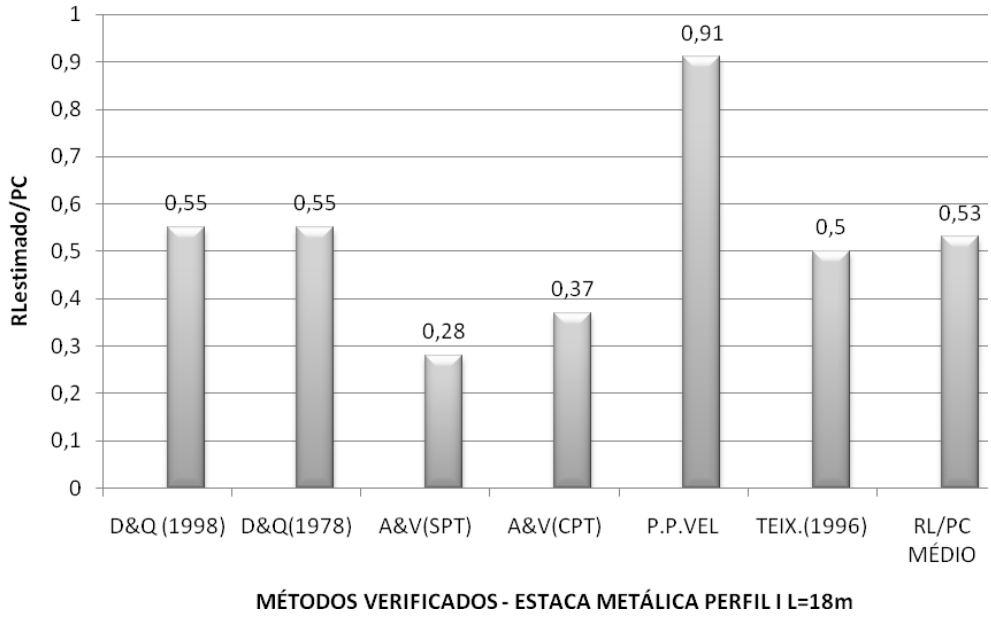


Figura 8.16. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para as estacas tipo perfil de 18m de comprimento.

Observando-se a figura 8.16 nota-se que o método de P.P Velloso (1981) foi o que apresentou valor RL/PC mais próximo da unidade. Os demais métodos utilizados apresentaram valores de RL/PC abaixo da unidade.

As figuras 8.17 e 8.18 apresentam a comparação entre os valores de RL/PC obtidos por meio dos métodos estudados para estaca metálica tipo perfil metálico de 12m de comprimento.

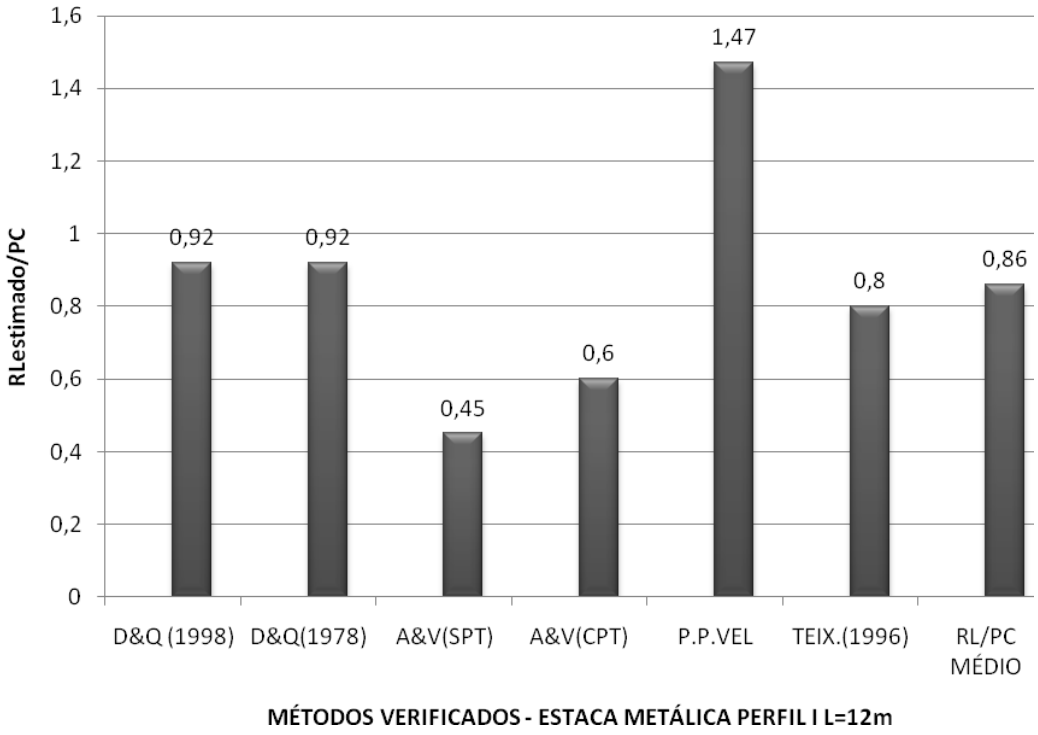


Figura 8.17. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca perfil de 12m de comprimento.

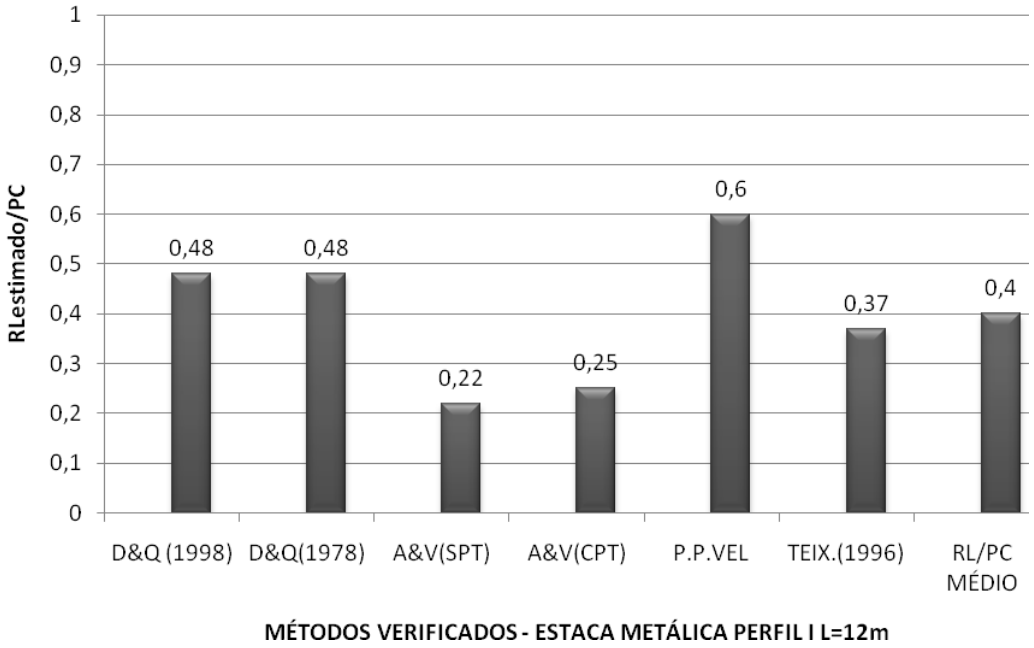


Figura 8.18. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para a estaca tipo perfil metálico de 12m de comprimento.

Observando-se a figura 8.18, pode-se notar que o método de P.P Velloso (1981) foi o que mais se aproximou da unidade em relação aos métodos estudados.

8.10.3 Estacas metálicas tipo trilho TR37

As figuras 8.19 e 8.20 apresentam a comparação entre os valores de RL/PC obtidos por meio dos métodos estudados para estaca metálica tipo trilho TR-37 de 18m de profundidade.

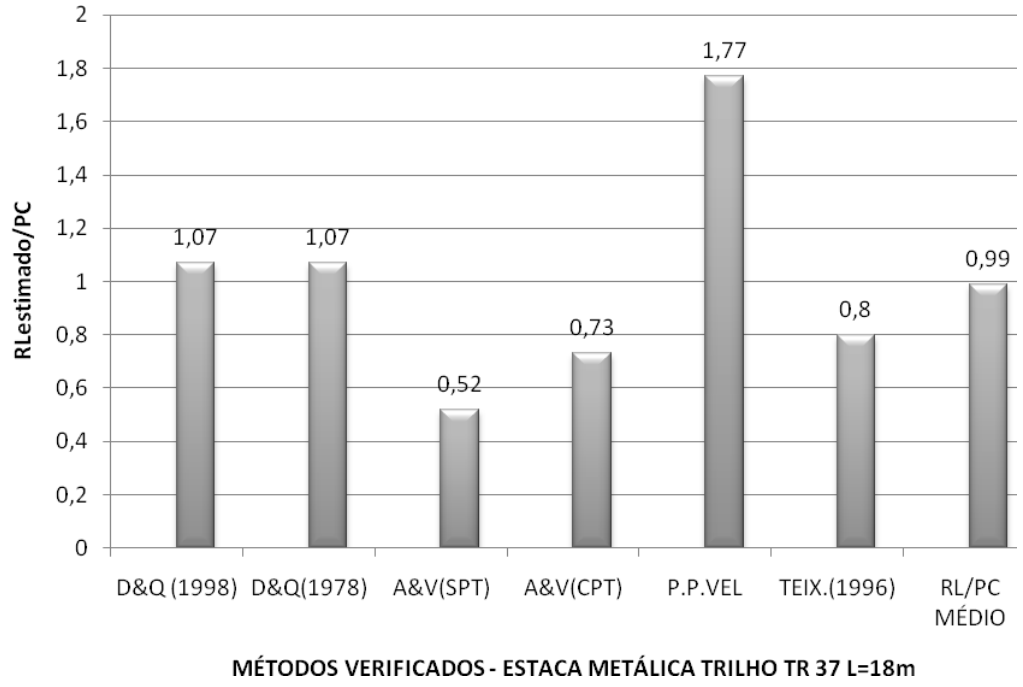


Figura 8.19. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca tipo trilho de 18m de comprimento.

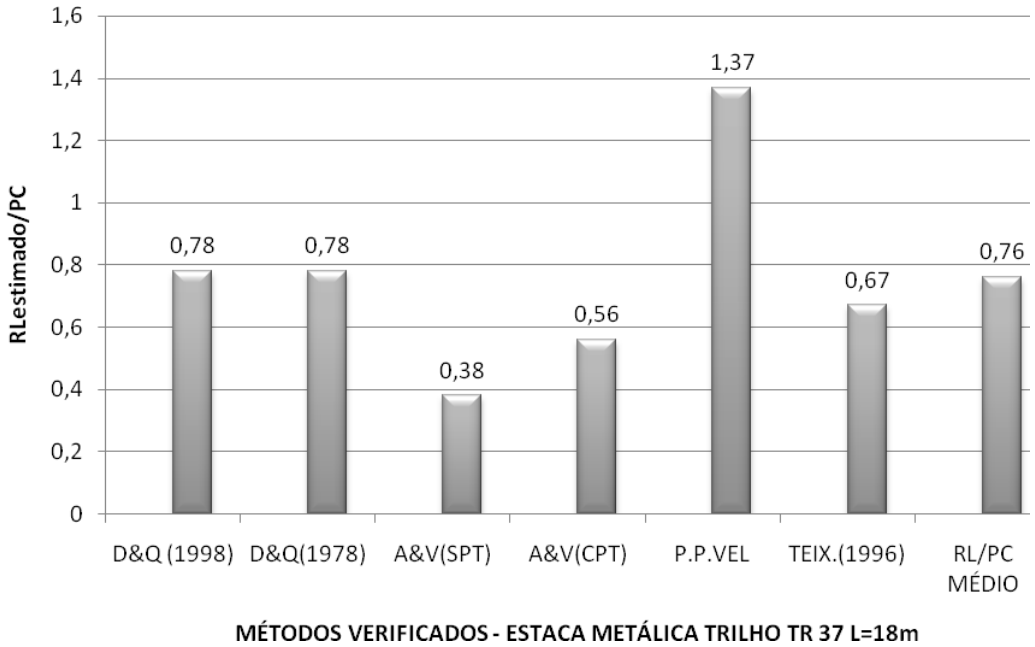


Figura 8.20. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para a estaca tipo trilho de 18m de comprimento.

Por meio da figura 8.20, pode-se notar que todos os métodos, com exceção do método de P.P Velloso (1981) apresentaram valores de RL/PC menores que a unidade. Dentre os métodos utilizados, o de Décourt & Quaresma foi o que apresentou valor de RL/PC mais próximo da unidade.

As figuras 8.21 e 8.22 apresentam a comparação entre os valores de RL/PC obtidos por meio dos métodos estudados para estaca metálica tipo trilho TR-37 de 20,5m de profundidade.

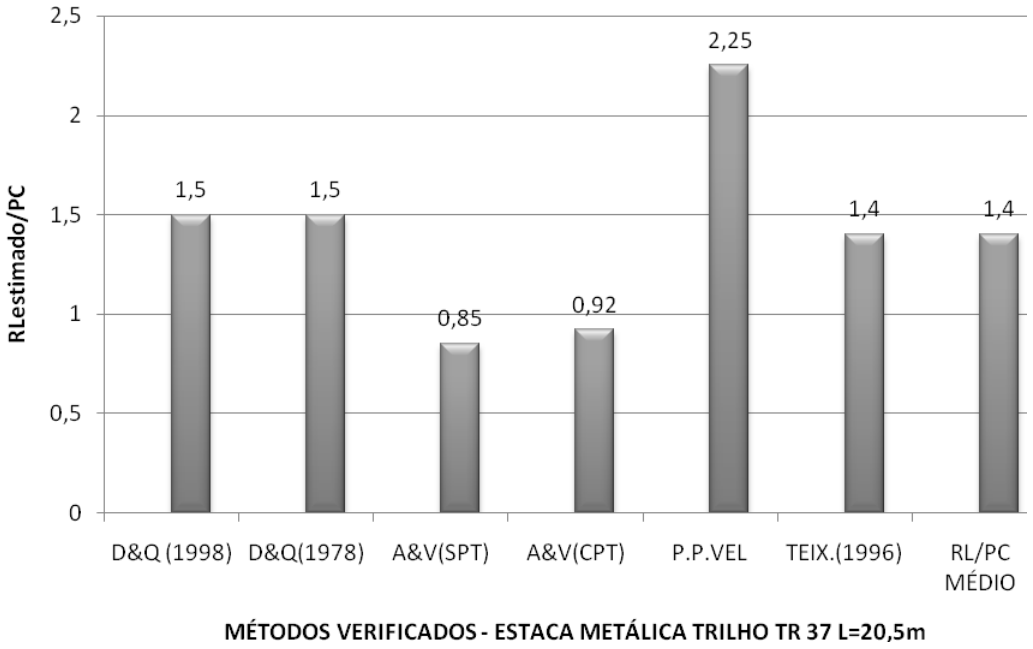


Figura 8.21. Comparação entre os valores de RL/PC médios obtidos pelos métodos utilizados para a estaca trilho de 20,5m de comprimento.

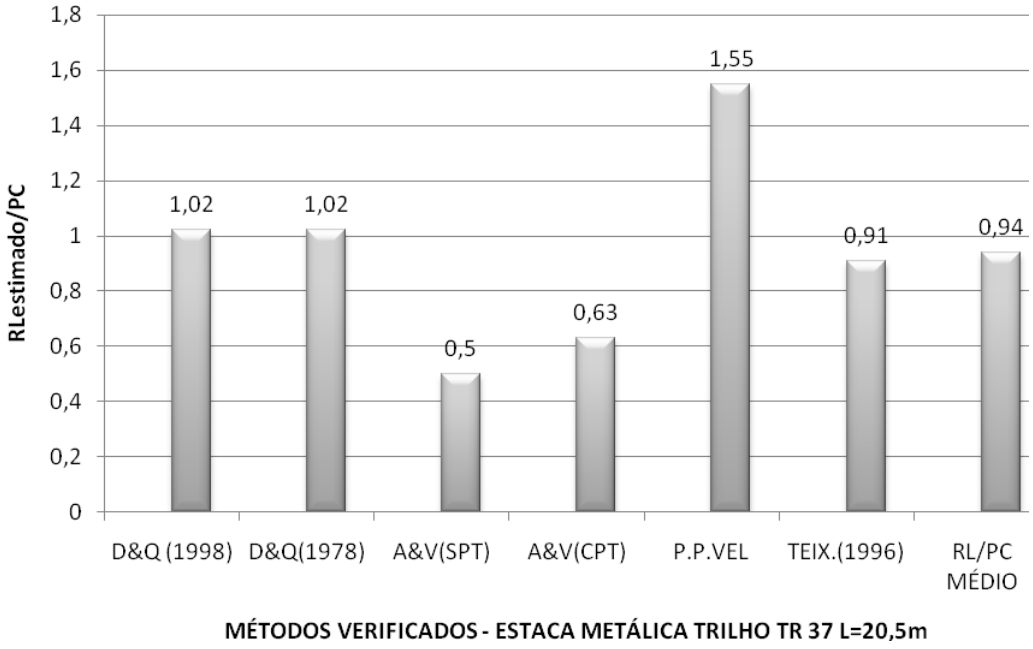


Figura 8.22. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados considerando-se o drapejamento para a estaca trilho de 20,5m de comprimento.

Observando-se a figura 8.22 pode-se verificar que o método de P.P Velloso (1981) foi o que apresentou valor de resistência lateral superior à carga máxima encontrada pela prova de carga. O método de Décourt & Quaresma foi o que apresentou valor de RL/PC mais próximo da unidade, enquanto que o método de Aoki & Velloso (1975) apresentou os menores valores de RL/PC.

8.10.4 Estacas escavadas

A figura 8.23 apresenta a comparação dos valores de RL/PC obtidos por meio dos métodos estudados para estacas escavadas.

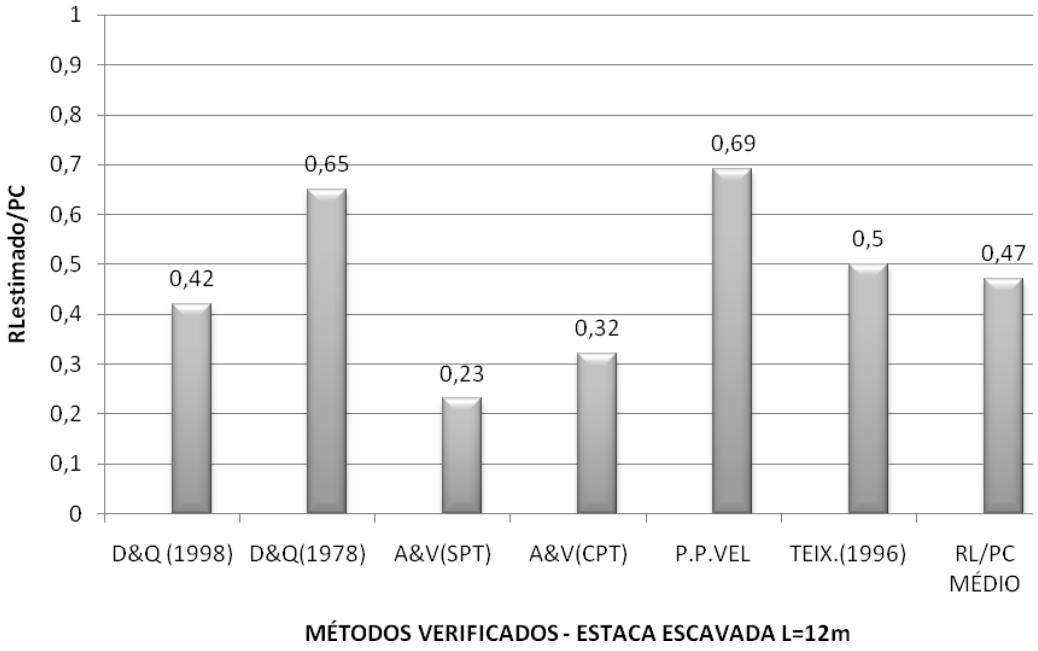


Figura 8.23. Comparação entre valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para as estacas escavadas de 12m de comprimento.

Observando-se a figura 8.23 percebe-se que todos os métodos estudados apresentaram valores de RL/PC <1,0, ou seja, resistência lateral estimada inferior a carga máxima obtida pela prova de carga. O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou-se foi o que apresentou os menores valores de RL/PC.

O método de Décourt & Quaresma (1978) apresentou valores de RL/PC mais próximos da unidade em comparação com método proposto em 1998. Esta diferença entre um método e outro de 35% pode ser explicado pela utilização do parâmetro β introduzido no método de 1998 que minorou o valor da resistência lateral.

8.10.5 Estacas hélice contínua

A figura 8.24 apresenta a comparação dos valores de RL/PC obtidos por meio dos métodos estudados para estacas hélice contínua.

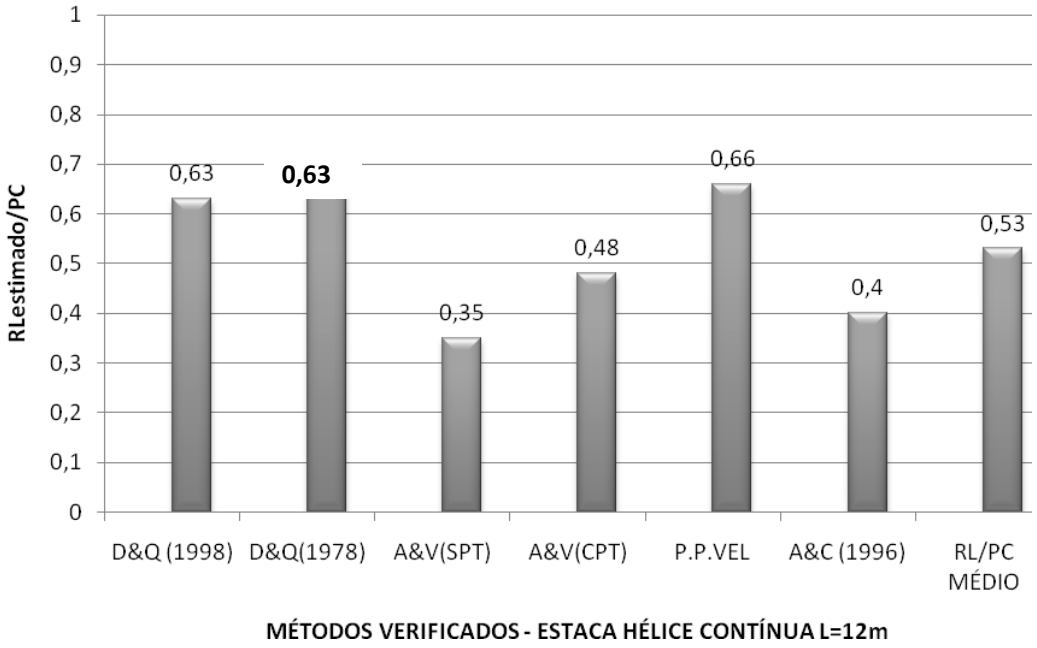


Figura 8.24. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para estacas hélice contínuas de 12m de comprimento.

Verifica-se pela figura 8.24 que os métodos de Décourt & Quaresma (1978, 1998) e P.P Velloso (1981) apresentaram valores de RL/PC mais próximos à unidade. O método de Aoki & Velloso (SPT) foi que previu o menor valor de RL/PC.

8.10.6 Estaca ômega

A figura 8.25 apresenta a comparação dos valores de RL/PC obtidos por meio dos métodos estudados para a estaca tipo ômega.

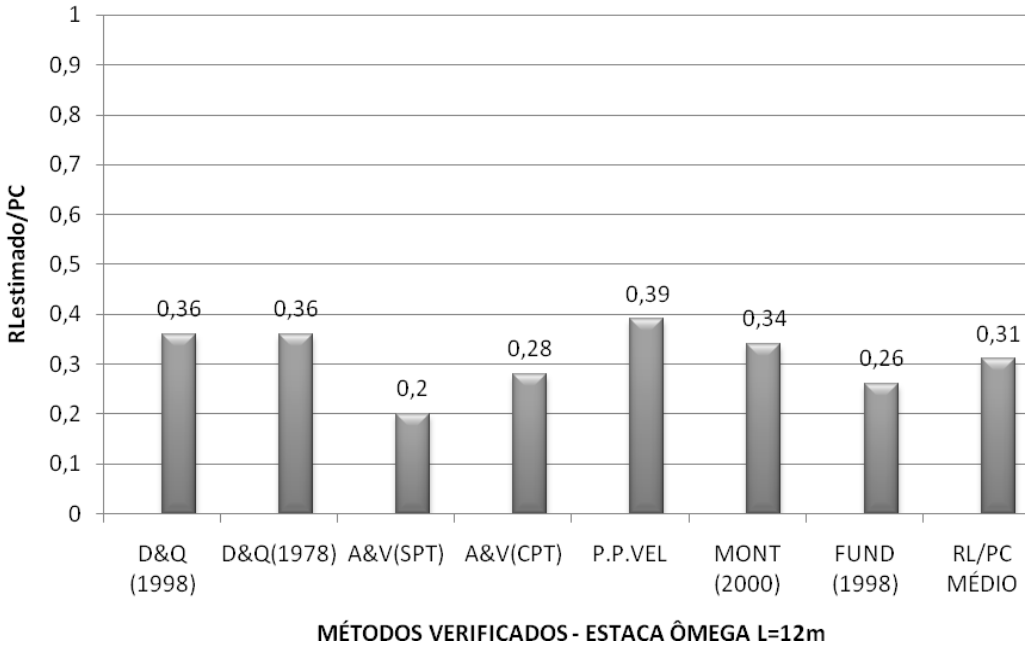


Figura 8.25. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca ômega de 12m de comprimento.

Por meio da figura 8.25 verifica-se para a estaca tipo ômega que todos os métodos estudados apresentaram valores de RL/PC menores que a unidade. Nota-se que os métodos desenvolvidos para estacas tipo ômega, como FUNDESP (1998) e Monteiro (2000) apresentaram valores de RL/PC em média 70% menores que a unidade.

8.10.7 Estaca pré-moldada

Na figura 8.26 são apresentados os valores de RL/PC obtidos pelos métodos estudados para a estaca pré-moldada.

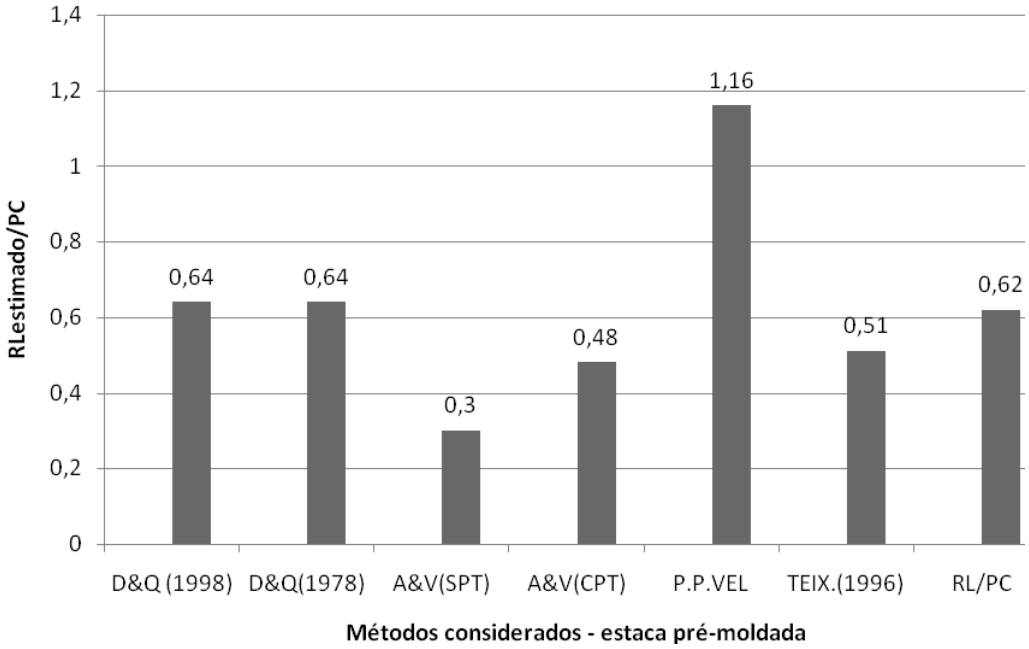


Figura 8.26. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos utilizados para a estaca pré-moldada de 14m de comprimento.

Por meio da observação da figura 8.26 pode-se perceber que o método de P.P Velloso (1981) foi o que apresentou de RL/PC acima da unidade em 16%.Os demais métodos apresentaram valores RL/PC <1,0.

8.11 Comparações entre os valores médios obtidos de PU/PC

Dentre os métodos estudados neste capítulo, o de Aoki & Velloso (1976-SPT) foi o que apresentou os menores valores de RL/PC.

Na tabela 8.34 são apresentados os métodos que apresentaram valores de RL/PC mais próximos da unidade para cada tipo de estaca estudada.

Tabela 8.34. Métodos que apresentaram valores de RL/PC mais próximos da unidade para cada tipo de estaca estudada.

Tipo de estaca	L (m)	Método	$RL_{estimado}/PC$
Raiz	12	Décourt & Quaresma (1998)	0,71
Raiz	23	Décourt & Quaresma (1998)	0,94
Perfil	18	P.P Velloso (1981)	0,91
Perfil	12	P.P Velloso (1981)	0,6
Trilho	18	Décourt & Quaresma (1978)	0,78
Trilho	20,5	Décourt & Quaresma (1978)	1,02
Escavada	12	P.P Velloso (1981)	0,69
Hélice Contínua	12	P.P Velloso (1981)	0,66
Ômega	12	P.P Velloso (1981)	0,39
Pré-moldada	14	P.P Velloso (1981)	1,16

São apresentados na tabela 8.35 os valores de RL/PC médios obtidos por meio de cada método.

Tabela 8.35. Valores de RL/PC médios obtidos para cada método.

Estaca	D (mm)	L (m)	D&Q (1978)	D&Q (1998)	A&V (Spt)	A&V (Cpt)	P.Vel (1981)	D.C (1986)	TEIX. (1996)	A&C (1996)	FUND (1998)	MONT (2000)
Raiz	410	12	0,48	0,78	0,19	0,34	0,47	0,38	0,55	---	---	---
Raiz	310	23	0,63	0,94	0,36	0,51	0,67	0,74	0,84	---	---	---
Perfil metálico	350	18	0,55	0,55	0,28	0,37	0,91	---	0,50	---	---	---
Perfil metálico	350	12	0,48	0,48	0,22	0,25	0,60	---	0,37	---	---	---
Trilho TR37	140	18	0,78	0,78	0,38	0,56	1,37	---	0,67	---	---	---
Trilho TR37	140	20,5	1,02	1,02	0,50	0,63	1,55	---	0,91	---	---	---
Escavada	400	12	0,65	0,42	0,23	0,32	0,68	---	0,50	---	---	---
Hélice contínua	400	12	0,63	0,63	0,35	0,48	0,66	---	---	0,40	---	---
Ômega	370	12	0,36	0,36	0,20	0,28	0,39	---	---	---	0,28	0,34
Pré-moldada	180	12	0,64	0,64	0,30	0,48	1,16	---	0,50	---	---	---

Observando-se a tabela 8.35 pode-se perceber que para a estaca raiz, de 12m de comprimento, todos os métodos utilizados apresentaram valores de RL/PC menores que a unidade. Dentre os métodos considerados, o de Décourt & Quaresma (1998) foi o que apresentou valor de resistência lateral prevista mais próxima daquela obtida pela prova de carga.

Tal comportamento também pode ser observado quando analisadas as estacas raiz de 23m de comprimento. Nestas, novamente o método de Décourt & Quaresma (1998) foi o que apresentou valor estimado de resistência lateral mais próximo do obtido pela prova de carga.

Para o perfil metálico, de 18m de comprimento, o método de P.P Velloso (1981) foi o que estimou valor de resistência lateral média mais próxima dos obtidos pelas provas de carga. Deve-se ressaltar que, assim como o ocorrido para as estacas tipo raiz, todos os métodos utilizados apresentaram valores de RL/PC<1,0. A mesma situação pode ser verificada para o perfil metálico de 12m de comprimento.

Analisando-se a estaca tipo trilho, de 18m de comprimento, pode-se notar que o método de P. P Velloso (1981) apresentou valor de RL/PC médio 37% acima da unidade. Os demais métodos utilizados previram valores de RL/PC médios menores que a unidade, sendo o método de Décourt & Quaresma (1998) o que mais se aproximou. Para a estaca trilho de 20,5m de comprimento novamente o método de P.P Velloso apresentou valor de RL/PC médio <1,0. O método de Décourt & Quaresma (1998) estimou valor de resistência lateral pouco acima do obtido pela prova de carga, cerca de 2% somente.

Os métodos utilizados para a previsão da resistência lateral das estacas escavadas apresentaram-se conservadores, sendo o método de P.P Velloso (1981) aquele que estimou RL/PC mais próximo da unidade.

As resistências laterais estimadas para as estacas hélice contínuas também se apresentaram menores que as cargas máximas obtidas pelas provas de carga, sendo novamente (a exemplo da estaca escavada) o método de P.P Velloso (1981) aquele que apresentou RL/PC mais próximo da unidade.

Para a estaca ômega, todos os métodos utilizados apresentaram valores de RL/PC abaixo de 40%, indicando o conservadorismo dos métodos frente a este tipo de estaca.

De uma maneira geral, pode-se perceber que o método de Aoki & Velloso (1975) utilizando-se valores de N_{spt} foi aquele que apresentou resistência lateral estimada mais conservadores em relação às cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

Na tabela 8.36 são apresentados os valores de RL/PC médios obtidos para cada método estudado considerando-se na média todas as estacas ensaiadas.

Na figura 8.27 apresenta-se a comparação entre os métodos estudados para cada tipo de estaca.

Tabela 8.36. Valores de RL/PC médios obtidos para cada método considerando carga máxima e todas as estacas.

	D&Q (1978)	D&Q (1998)	A& V (Spt)	A&V (Cpt)	P.P Vel	D.C (1986)	TEIX. (1996)	A&C (1996)	FUND (1998)	MONT (2000)
Média	0,62	0,66	0,30	0,42	0,85	0,56	0,61	0,4	0,28	0,34
Desvio Padrão	0,18	0,22	0,10	0,13	0,39	0,25	0,20	-----	----	----
Cv (%)	29	33,3	33,3	31	46	44,6	32,8	----	------	------
Valor máximo	1,02	1,02	0,5	0,63	1,55	0,78	0,91	----	----	----
Valor mínimo	0,36	0,36	0,19	0,25	0,39	0,38	0,37	-----	----	----
Máx-méd.	+0,40	+0,36	+0,2	+0,21	+0,70	+0,22	+0,31	----	----	----
Min-méd.	-0,26	-0,30	-0,11	-0,17	-0,46	-0,18	-0,24	-----	----	----

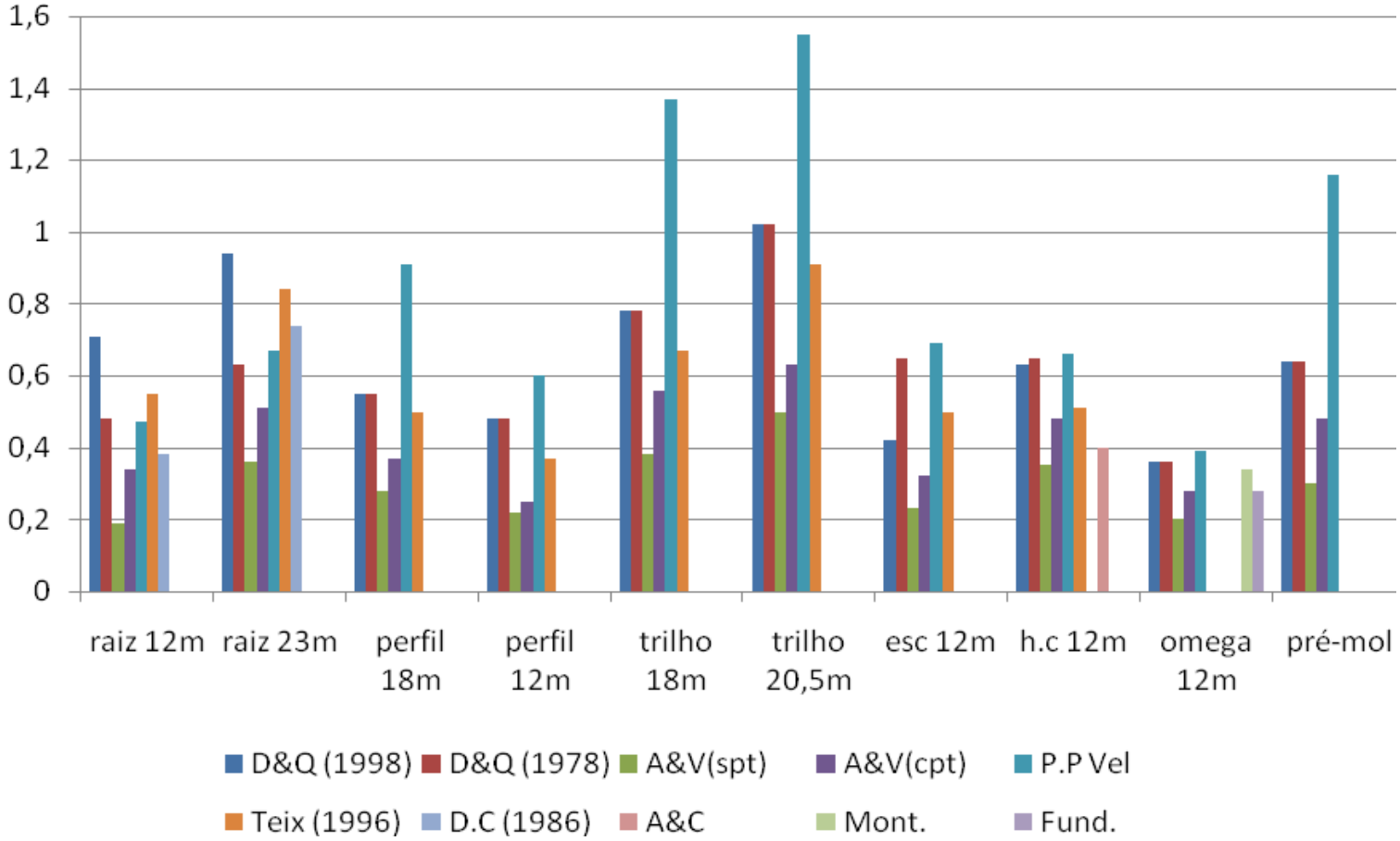


Figura 8.27. Comparação entre os valores de RL/PC obtidos pelos métodos estudados para cada tipo de estaca.

8.12 Considerações finais

Dessa maneira, a partir dos dados e análises já apresentadas, fazem-se os seguintes comentários:

8.12.1 Em relação ao tipo de estaca

8.12.1.1 Estaca raiz

Todos os métodos utilizados para as estacas raiz de 12m de comprimento apresentaram valores de resistência lateral inferiores às cargas máximas obtidas pelas provas de carga executadas. O valor médio de RL/PC foi de 0,45, desvio padrão de 0,15, coeficiente de variação igual a 33,3%, valor máximo de 0,78 e mínimo de 0,19.

8.12.1.2 Estaca raiz de 23m de comprimento

Todos os métodos considerados neste capítulo apresentaram valores de RL/PC menores que a unidade. O valor médio, considerando-se todos os métodos estudados, de RL/PC foi equivalente a 0,67, desvio padrão de 0,18, coeficiente de variação igual a 26,8%, valor máximo de 0,94 e mínimo de 0,36.

8.12.1.3 Estacas metálicas tipo perfil de 18m de comprimento

Os métodos considerados neste capítulo apresentaram para a estaca metálica de 18m valores de RL/PC <1,0. O valor médio de RL/PC, considerando-se todos os métodos estudados, foi igual a 0,52, desvio padrão igual a 0,20, coeficiente de variação 37,7%, valor máximo de 0,91 e mínimo de 0,28.

8.12.1.4 Estaca metálica tipo perfil de 12m de comprimento

Os métodos apresentaram para o perfil metálico de 12m valores de RL/PC menores que a unidade. O valor médio, considerando-se todos os métodos, de RL/PC, o desvio padrão e coeficiente de variação foram 0,40, 0,13 e 32,5% respectivamente; os valores máximo e mínimo obtidos foram 0,6 e 0,22.

8.12.1.5 Estaca metálica tipo trilho TR37 de 18m de comprimento

Somente o método de P.P Velloso (1981) apresentou valor estimado de RL/PC acima da unidade. O valor médio, considerando-se todos os métodos, de RL/PC foi igual a 0,76, o desvio padrão 0,31,coeficiente de variação de 40,8%, valor máximo de 1,37 e mínimo de 0,38.

8.12.1.6 Estaca metálica tipo trilho TR37 de 20,5m de comprimento

Somente o método de P.P Velloso (1981) apresentou valor estimado de RL/PC acima da unidade. O valor médio, considerando-se todos os métodos, de RL/PC foi igual a 0,94, o desvio padrão 0,34,coeficiente de variação de 36,2%, valor máximo de 1,55 e mínimo de 0,50.

8.12.1.7 Estacas escavadas

Os métodos apresentaram valores de RL/PC <1,0. O valor médio, considerando-se todos os métodos, de RL/PC foi igual a 0,47, desvio padrão 0,17, coeficiente de variação de 36,2%, valor máximo de 0,68 e mínimo de 0,23.

8.12.1.8 Estacas hélice contínua

Os métodos utilizados apresentaram para as estacas hélice contínua valores de RL/PC inferiores a unidade. O valor médio, considerando-se todos os métodos, de RL/PC foi igual a 0,53, desvio padrão 0,12, coeficiente de variação igual a 22,6%, valor máximo de 0,66 e mínimo de 0,35.

8.12.1.9 Estaca ômega

Os métodos considerados apresentaram valores de RL/PC menores que a unidade. O valor médio de RL/PC, considerando-se todos os métodos, foi igual a 0,31, desvio padrão 0,06, coeficiente de variação 19,3%, valor máximo e mínimo 0,39 e 0,2 respectivamente.

8.12.1.10 Estaca pré-moldada

Todos os métodos estudados, com exceção do de P.P. Velloso (1981), apresentaram valores de RL/PC menores que a unidade. O valor médio, considerando-se todos os métodos utilizados, de RL/PC foi igual a 0,62, desvio padrão de 0,27, coeficiente de variação 43,5%, valores máximo e mínimo 1,16 e 0,30.

8.12.2 Em relação aos métodos utilizados

8.12.2.1 Método de Décourt & Quaresma (1978 e 1998)

Para as estacas tipo raiz, o método de Décourt & Quaresma (1998) apresentou valores estimados de RL/PC mais próximos da unidade em comparação com o método de 1978. Para as estacas escavadas e hélice contínua o método de Décourt & Quaresma (1978) apresentou valores de RL/PC mais próximos da unidade comparando-se com o método de 1998.

O método de Décourt & Quaresma (1978) apresentou, de acordo com a tabela 8.36, valor de RL/PC (considerando-se todas as estacas ensaiadas) igual a 0,62 e desvio padrão de 0,18, coeficiente de variação de 29%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,02 e 0,36. Em relação às diferenças entre a média e os valores de RL/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,40 e -0,26.

Observando-se o método de Décourt & Quaresma (1998), podem ser verificados os seguintes valores de acordo com a tabela 8.36: RL/PC (considerando-se todas estacas ensaiadas) igual a 0,66, desvio padrão de 0,22, coeficiente de variação de 33,3%, valores máximo e mínimo obtidos iguais a 1,02 e 0,36 e diferenças entre a média e os valores de RL/PC máximos e mínimos obtidos iguais a +0,40 e -0,26 respectivamente.

8.12.2.2 Método de Aoki & Velloso (1975)

Para todas as estacas estudadas o método de Aoki & Velloso (1975) foi o que apresentou os menores valores de RL/PC.

A utilização de valores de fs, obtidos por meio de ensaios de cone (CPT), na previsão das resistências laterais das estacas estudadas conduziu à valores de RL/PC mais

próximos da unidade em comparação com os valores de resistência lateral estimados utilizando-se na previsão valores de N_{spt}.

O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou, de acordo com a tabela 8.36, valor de RL/PC (considerando-se todas as estacas estudadas e valores de N_{spt}) igual a 0,30, desvio padrão de 0,10, coeficiente de variação 33,3%, valor máximo 0,5 e valor mínimo 0,19. Em relação às diferenças entre a média e os valores de RL/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,20 e -0,11.

Ainda pela tabela 8.36 o valor médio de RL/PC, obtido utilizando-se na previsão valores de fc, foi igual a 0,42, desvio padrão de 0,13, coeficiente de variação 31%, valor máximo 0,63, valor mínimo 0,25 e diferenças entre a média e os valores de RL/PC máximos e mínimos obtidos iguais a +0,21 e -0,17 respectivamente.

8.12.2.3 Método de P.P Velloso (1981)

O método de P.P Velloso (1981) foi o que apresentou valores estimados de RL/PC mais próximos da unidade para as estacas metálicas. Para as estacas tipo trilho e pré-moldada, o método apresentou valores de RL/PC superiores à unidade.

O método de P.P Velloso (1981) apresentou, de acordo com a tabela 8.36, RL/PC, considerando-se todas as estacas estudadas, igual a 0,85, desvio padrão de 0,39, coeficiente de variação 45,9%, valor máximo 1,55, valor mínimo 0,39. Em relação às diferenças entre a média e os valores de RL/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,70 e -0,46

8.12.2.4. Método de Teixeira (1996)

O método de Teixeira (1996) apresentou, de acordo com a tabela 8.36, valor médio de RL/PC, considerando todas as estacas estudadas, igual a 0,61,desvio padrão de 0,20 coeficiente de variação de 32,7%, valor máximo 0,91 e valor mínimo 0,37. Em relação às diferenças entre a média e os valores de RL/PC máximos e mínimos obtidos tem-se respectivamente: +0,31 e -0,24.

8.12.2.5. Métodos de David Cabral (1986), Antunes & Cabral (1996), FUNDESP (1998) e Monteiro (2000)

Apesar de serem métodos indicados para as estacas estudadas todos os métodos apresentaram valores a favor da segurança.

CAPÍTULO 9

CORRELAÇÃO ENTRE OS VALORES DE ATRITO LATERAL MÉDIOS, OBTIDOS POR MEIO DAS PROVAS DE CARGA, E DE ATRITO LATERAL DETERMINADOS POR MEIO DE ENSAIO DE SPT- T

9.1 INTRODUÇÃO

O ensaio de *SPT-T* foi proposto por Ranzini (1988). Este consiste na execução do ensaio SPT, normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6484 (2001), sendo que logo depois de terminada a cravação do amostrador, é aplicada uma rotação ao conjunto haste-amostrador com o auxílio de um torquímetro, que pode ser analógico ou digital. Durante a rotação, o operador verifica a leitura do torque máximo necessário para romper a adesão entre o solo e o amostrador, permitindo a obtenção do atrito lateral amostrador-solo. Outra medida que também pode ser obtida é a do torque residual, que consiste em continuar girando o amostrador até que a leitura se mantenha constante, quando, então, faz-se uma segunda medida.

De acordo com Peixoto (2001), basicamente, existem duas maneiras de aplicação do ensaio de *SPT*-T: a primeira diz respeito ao estudo da relação T/N_{spt} para obtenção de parâmetros geotécnicos e correção do valor N_{spt} do *SP*T; e a segunda refere-se a estimativa do atrito lateral de estacas por meio da obtenção da adesão-atrito solo-amostrador.

Neste capítulo apresentam-se correlações entre as cargas máximas médias obtidas pelas provas de carga com valores de resistência lateral (fT) obtidas por meio de ensaios de SPT-T executados por Peixoto (2001) no Campo Experimental da Unicamp, local de execução das estacas desta pesquisa.

O valor de fT a cada metro foi obtido por Peixoto (2001) por meio da utilização da equação proposta por Ranzini (1994) seguinte:

$$fT = \frac{T}{(41{,}336h - 0{,}032)} \quad (10.1)$$

Onde:

fT= tensão de atrito lateral (kPa);

h= penetração do amostrador (m);

T=torque máximo (m.kN)

Na tabela 9.1 são apresentados os valores de fTmáximo e fTresidual determinados para o Campo Experimental por meio de torquímetro analógico, obtidos por Peixoto (2001).

Tabela 9.1. Valores fTmáximo e fTresidual obtidos por meio de torquímetro analógico por Peixoto (2001).

Profundidade (m)	Furo 1	Furo 2	Furo 3	Furo 4	Furo 5	Furo 6	fT médio	sd	Cv (%)
	fTmáx (kPa) *fTres. (kPa)*								
1	9,8 4,9	8,5 0,0	8,0 2,0	9,8 4,9	12,2 4,9	14,7 4,9	10,48 3,59	2,52 2,10	24,01 58,57
2	3,7 0,0	12,2 4,1	9,8 2,4	14,7 7,3	6,7 4,5	8,2 4,1	9,21 3,73	3,92 2,42	42,64 64,93
3	4,9 0,0	8,5 2,1	13,5 4,5	4,9 2,4	10,8 4,3	7,2 2,4	8,28 2,62	3,40 1,65	41,02 62,79
4	4,9 0,0	19,6 4,9	19,6 9,8	16,7 12,0	11,4 4,6	7,3 4,9	13,25 6,02	6,32 4,25	47,71 70,63
5	7,3 0,0	17,6 4,4	17,6 14,7	29,3 19,6	14,0 7,0	19,6 9,8	17,57 9,24	7,20 7,07	41,00 76,49
6	8,8 2,2	19,6 7,3	19,1 14,7	19,1 14,7	--------	19,1 9,6	17,14 9,69	4,67 5,27	27,22 54,41
7	13,7 4,9	17,6 9,8	29,3 19,6	29,3 19,6	--------	28,7 14,7	23,73 13,69	7,50 6,37	31,58 46,57
8	18,3 9,8	28,1 19,6	33,5 23,9	39,1 31,8	--------	32,7 18,7	30,34 20,74	7,78 8,02	25,63 38,67
9	27,5 18,3	28,1 23,4	58,7 29,3	31,8 26,9	--------	48,9 34,2	38,97 26,42	14,03 6,0	36,00 22,72
10	48,9 34,2	39,1 29,3	48,9 26,9	57,4 38,3	--------	67,0 57,4	52,24 37,21	10,47 12,10	20,04 32,52
11	52,6 33,5	43,0 28,7	44,0 31,8	53,8 41,5	--------	81,3 62,10	54,93 39,52	15,52 13,50	28,25 34,15
12	51,5 32,7	58,7 39,10	38,3 28,7	47,8 38,3	--------	68,4 48,9	52,92 37,54	11,36 7,63	21,47 20,32
13	48,9 36,7	47,8 35,9	47,8 33,5	68,4 39,10	--------	71,7 52,6	56,92 39,54	12,06 7,57	21,19 19,13
14	40,0 27,5	48,9 31,8	71,7 50,2	51,5 42,10	--------	97,8 58,7	61,96 42,04	23,13 12,85	37,34 30,56
15	48,9 34,2	63,5 44	92,9 78,2	58,7 39,10	--------	97,8 53,8	72,34 49,85	21,69 17,42	29,99 34,94

16	88,0 68,4	70,2 51,5	97,8 73,3	83,1 68,4	--------	--------	84,75 65,41	11,47 9,58	13,53 14,64
17	136,9 112,4	105,2 90,9	122,2 97,8	122,2 68,4	--------	--------	121,60 92,36	12,95 18,32	10,65 19,83
18	136,9 127,10	146,6 112,4	119,6 65,7	285,3 267,5	--------	--------	172,08 150,66	76,30 78,94	44,34 52,40
19	156,4 136,90	146,6 92,9	97,8 83,10	471,3 432	--------	--------	208,20 196,03	151,40 185,01	72,72 94,38
20	241,4 214,6	291,1 291,1	--------	432,0 392,8	--------	--------	321,49 259,47	98,89 89,40	30,76 29,85
21	253,8 253,8	219,9 195,5	--------	--------	--------	--------	236,86 224,64	23,92 41,2	10,10 18,34
22	--------	114,8 90,9	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------
23	--------	119,6 86,1	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------
24	--------	117,3 88,0	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------
25	--------	124,3 95,7	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------
26	--------	127,1 97,8	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------
27	--------	146,6 122,2	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

9.2 Resultados obtidos e discussões

Para as análises foram calculados os valores de resistência lateral média de cada tipo de estaca por meio da relação entre a carga máxima média obtida pela prova de carga e sua área lateral (PC/SL)

Foram considerados valores de fT máximos e mínimos médios até a cota referente a base de cada tipo de estaca.

Na tabela 9.2 são apresentados os valores de $fT_{máximo}$/rl e /$fT_{mínimo}$/rl obtidos para cada tipo de estaca considerado nesta pesquisa.

Tabela 9.2. Valores de $fT_{máximo}$/rl e /$fT_{mínimo}$/rl obtidos para cada tipo de estaca.

TIPO DE ESTACA	L (m)	SL (m^2)	rl (KPa)	$fT_{máximo}$/ rl	$fT_{mínimo}$/ rl	$fT_{máximo}$/ rl Médio para cada tipo de estaca	Desvio padrão / Cv(%)	$fT_{mínimo}$/ rl Médio para cada tipo de estaca	Desvio padrão / Cv (%)
RAIZ	12	15,48	59,0	0,47	0,29	0,86	0,39/ 45,3%	0,64	0,35/ 54,7%
RAIZ	23	22,31	63,2	1,25	0,98				
PERFIL I - w250x32,7	18	19,62	51,0	1,00	0,71	0,86	0,15/ 17,4%	0,58	0,13/ 22,4%
PERFIL I- w250x32,7	12	13,08	38,2	0,71	0,45				
TRILHO - TR37	18	7,92	33,7	1,49	1,08	2,0	0,51/ 25,5%	1,54	0,46
TRILHO – TR37	20,5	9,02	30,8	2,50	2,00				
ESTACA ESCAVADA	12	15,07	46,4	0,59	0,38	0,59	------	0,38	------
ESTACA HÉLICE	12	15,07	46,4	0,59	0,38	0,59	------	0,38	------
ESTACA OMEGA	12	13,92	75,5	0,36	0,23	0,36	------	0,23	------
ESTACA PRÉ-MOLDADA	14	7,92	25,25	1,25	0,83	1,25	------	0,83	------

Por meio dos parâmetros apresentados na tabela 9.2 verifica-se que para as estacas raiz o valores de $fT_{máximo}$/rl apresentaram uma diferença equivalente a 62% entre a estaca de 23m e as de 12m de comprimento. Em relação aos valores de $fT_{mínimo}$/rl, a variação foi de aproximadamente 70%. O valores médios de $fT_{máximo}$/rl e $fT_{mínimo}$/rl foram de 0,86 e 0,64 e os desvios padrão encontrados foram 0,39 e 0,35 respectivamente.

Para as estacas tipo perfil metálico os valores de $fT_{máximo}$/rl apresentaram uma diferença equivalente a 29% entre a estaca de 18m e as de 12m de comprimento. Em relação aos valores de $fT_{mínimo}$/rl, a variação foi de aproximadamente 37%. O valores médios de $fT_{máximo}$/rl e $fT_{mínimo}$/rl foram de 0,86 e 0,58 e os desvios padrão encontrados foram 0,15 e 0,13 respectivamente.

Para as estacas tipo trilho os valores de $fT_{máximo}$/rl apresentaram uma diferença equivalente a 40% entre a estaca de 18m e as de 20,5m de comprimento. Em relação aos valores de $fT_{mínimo}$/rl, a variação foi de aproximadamente 46%. O valores médios de $fT_{máximo}$/rl e $fT_{mínimo}$/rl foram de 2,0 e 1,54 e os desvios padrão encontrados foram 0,51 e 0,46 respectivamente.

As estacas hélice contínua e escavada apresentaram mesmos valores de $fT_{máximo}$/rl e $fT_{mínimo}$/rl, uma vez que ambas estacas apresentaram mesmos valores de cargas máximas obtidas e condições geométricas semelhantes.

A estaca ômega apresentou valores de $fT_{máximo}$/rl e $fT_{mínimo}$/rl da ordem de 0,36 e 0,23 respectivamente.

A estaca pré-moldada de concreto apresentou valores de $fT_{máximo}$/rl e $fT_{mínimo}$/rl de 1,25 e 0,83 respectivamente.

9.3. Considerações finais

Por meio dos parâmetros apresentados na tabela 9.2 podem ser feitas as seguintes considerações:

- Os valores de tensão de atrito lateral máximos ($fT_{máximo}$) e mínimos ($fT_{mínimo}$) obtidos por meio dos ensaios de SPT-T bem como os valores de rl calculados para as estacas consideradas podem ser correlacionados para cada tipo de estaca, no tipo de solo considerado. Estes valores são apresentados na tabela 9.2, sendo válidos para o local desta pesquisa.

CAPÍTULO 10

CORRELAÇÃO ENTRE VALORES DE ATRITO LATERAL MÉDIOS, OBTIDOS POR MEIO DAS PROVAS DE CARGA, E DE ATRITO LATERAL DETERMINADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CPT.

10.1 Introdução

O ensaio de cone (CPT) e piezocone (CPTU) vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados destes ensaios podem ser utilizados para se estimar propriedades dos materiais investigados, estratigrafia do perfil e previsão da capacidade de carga de fundações.

O princípio do ensaio de cone consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica a uma velocidade constante de 20mm/s. A área da seção transversal da ponteira cônica é de $10cm^2$. Existem diferenças entre equipamento, que podem ser classificados em três categoriais: a) **cone mecânico**; caracterizado pela medida na superfície, com transferência mecânica pela haste, dos esforços necessários para se cravar a ponta cônica qc e o atrito lateral fs; b) **cone elétrico**; cujas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de qc e fs diretamente na ponteira; e c) o **piezocone**, que além das medidas elétricas de qc e fs, permitem a monitoração das pressões neutras geradas durante o processo de cravação. Schnaid (2000).

10.2 Resultados obtidos e discussões

Para a execução das análises foram utilizados parâmetros de fs de ensaios de CPT executados no Campo Experimental, totalizando-se nove furos, conforme já apresentado no capítulo referente a Materiais e Métodos. Como os ensaios fornecem valores a cada 2,5cm, foram calculados valores de fs médios para cada metro. Estes valores são apresentados na tabela 10.1.

Em seguida os valores médios de fs foram correlacionados com os valores de rl médios estimados para cada tipo de estaca.

Tabela 10.1. Valores médios de *fs* obtidos para cada metro.

Profundidade (m)	fs (kPa) Valor médio por metro
1,00	69,95
2,00	12
3,00	8,32
4,00	13,6
5,00	17
6,00	58,3
7,00	93,2
8,00	127,2
9,00	144
10,00	141,1
11,00	149,1
12,00	148,7
13,00	133,1
14,00	150,0
15,00	102,4
16,00	80,75
17,00	89,7
18,00	90,4
19,00	151,6
20,00	143,6
21,00	276,3
22,00	180,6
23,00	184,2
24,00	220,7

Na tabela 10.2 são apresentados os valores obtidos de fs/rl para cada tipo de estaca estudada.

Tabela 10.2. Valores de fs/rl obtidos para cada tipo de estaca.

TIPO DE ESTACA	L (m)	SL (m^2)	rl (KPa)	fs/ rl	fs/rl médios por tipo de estaca	Desvio padrão	Cv (%)
RAIZ	12	15,48	59,0	1,39	1,59	0,20	12,6
RAIZ	23	22,31	63,2	1,79			
PERFIL I - w250x32,7	18	19,62	51,0	1,79	1,96	0,17	8,0
PERFIL I- w250x32,7	12	13,08	38,2	2,13			
TRILHO - TR37	18	7,92	33,7	2,70	3,02	0,32	10,5
TRILHO – TR37	20,5	9,02	30,8	3,33			
ESTACA ESCAVADA	12	15,07	46,4	1,75	1,75	----	----
ESTACA HÉLICE	12	15,07	46,4	1,75	1,75	----	----
ESTACA OMEGA	12	13,92	75,5	1,08	1,08	----	----
ESTACA PRÉ-MOLDADA	14	7,92	25,25	3,57	3,57	----	----

Observando-se a tabela 10.2 percebe-se que os valores de fs/rl para as estacas tipo raiz de 12 e 23m de comprimento variaram entre 1,39 e 1,79. A diferença entre os valores foi de 22% e o valor médio foi de 1,59 o desvio padrão de 0,20 e o coeficiente de variação igual a 12,6%.

Os valores máximos e mínimos de fs/rl obtidos para as estacas tipo perfil de 18 e 12m de comprimento foram 1,79 e 2,13 respectivamente, sendo a diferença entre ambos de 16%. O valor médio de fs/rl determinado para as estacas tipo perfil foi de 1,96, o desvio padrão foi de 0,17 e o coeficiente de variação igual a 8%.

Para as estacas metálicas tipo trilho, os valores fs/rl considerando-se as estacas de 18 e 20,5m de comprimento forma de 2,70 e 3,33, sendo que ambas as estacas apresentaram uma diferença de 19% . O valor médio de fs/rl foi de 3,02, desvio padrão de 0,32 e coeficiente de variação igual a 10,5%.

As estacas tipo escavada e hélice contínua apresentaram mesmos valores de fs/rl.

O valor obtido de fs/rl para as estacas tipo ômega e pré-moldada de concreto foram 1,08 e 3,57 respectivamente.

10.3 Considerações finais

De acordo com o que foi exposto neste capítulo podem ser feitas as seguintes considerações:

- Os valores da relação fs/rl variam para cada tipo de estaca, o que é esperado, devido ao método construtivo de cada uma. Admitindo-se fs = x. rl, onde valor de x para cada estaca pode ser obtido na tabela 10.2. Estes valores são válidos para esta pesquisa e precisam ser obtidos mais dados em outros locais para que se possa obter uma correlação. Esta análise foi possível uma vez que os valores de fs para estacas de profundidades diferentes não tiveram grande variabilidade.

- Os parâmetros de resistência lateral obtidos por meio de ensaios de CPT bem como os valores de rl estimados para as estacas consideradas não são suficientes para se estabelecer uma correlação adequada. Havendo dessa maneira a necessidade de execução de mais ensaios.

CAPÍTULO 10

CONCLUSÕES

De acordo com o que foi exposto neste trabalho são feitas as seguintes conclusões.

11.1. Em relação ao processo executivos das estacas executadas para esta pesquisa.

11.1.1 Estacas metálicas tipo perfil I e trilho TR37

As estacas metálicas tipo trilho TR37 e perfil W250x32,7 apresentaram problemas de descolamento do solo superficial devido a intensidade do drapejamento durante o processo executivo.

Deve-se ressaltar que este drapejamento foi obtido mediante a utilização de medição por trena introduzida nos vãos entre cada estaca e o solo.

Devido ao fato do subsolo do Campo Experimental ser poroso até 6,0m de profundidade este fenômeno causou a falta de contato lateral entre as estacas e o solo até uma profundidade de pelo menos 4,0m. Este fato foi mais acentuado nas estacas de menor seção transversal, ou seja, as estacas tipo trilho. Também se observou este fenômeno durante a cravação das estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro analisada neste trabalho.

Dessa maneira, conclui-se que o drapejamento influenciou na redução da capacidade de carga à tração apresentada pelas estacas de deslocamento estudadas nesta pesquisa.

11.1.2 Estaca raiz

A utilização de argamassa industrializada eliminou as seguintes etapas do processo executivo das estacas raiz: recebimento dos insumos, estocagem e preparo da argamassa.

Este sistema também otimizou a mão de obra reduzindo o tempo de execução de cada estaca em relação ao processo convencional.

Deve-se salientar que a dosagem da argamassa é realizada em usina, dessa forma há maiores garantias em relação às características da argamassa quanto às propriedades exigidas.

11.2. Em relação aos resultados apresentados pelas provas de carga

Analisando-se os dados apresentados pelas provas de carga executadas neste trabalho podem ser tomadas as seguintes conclusões:

11.2.1 Aspectos gerais

a) As estacas tipo escavada e hélice contínua apresentaram comportamentos semelhantes no que diz respeito às cargas máximas atingidas. Deve-se ressaltar que foi considerada como carga máxima àquela em que os recalques não mais se estabilizavam.

b) A estaca tipo ômega, como já era esperado, foi a que apresentou maior valor de resistência lateral. Este comportamento pode ser explicado devido ao seu processo executivo. A estaca ômega é executada sem a retirada de solo, com seu trado deslocando o solo circundante ao fuste. Desta forma, a redução da descompressão lateral e compressão lateral do solo, durante a execução, conduziram a uma melhora do atrito estaca/solo.

c) Considerando-se todas as estacas estudadas, pode-se perceber de acordo com a tabela 3.9 que o recalque médio referente à carga PC/2 foi equivalente a 1,25% do diâmetro da estaca. Tal valor indica a baixa deformação do elemento de fundação para a mobilização desta carga.

11.2.2 Atrito Lateral à Tração X Atrito Lateral à Compressão

a) Comparando-se os valores de resistência lateral a tração ($rl_{tração}$) com valores de resistência lateral a compressão ($rl_{comp.}$) (admitindo-se ruptura na ligação estaca-solo nas estacas tracionadas) obtidos para as estacas raiz, ômega, escavada, hélice contínua e pré-moldada de concreto verificou-se que o valor médio de $rl_{tração}$/ rl_{comp} médio=0,91, sd=0,11, coeficiente de variação = 12%, desvio máximo em relação à média= +0,13 kPa; desvio mínimo em relação a média=-0,14 kPa. Dessa maneira conclui-se que a resistência lateral das estacas tracionadas estudadas nesta pesquisa equivaleu em média a 91% da resistência lateral das mesmas estacas quando comprimidas.

11.2.3 Valores de resistência lateral calculados

Em relação aos valores da resistência lateral obtidos para as estacas ômega ($rl_{médio}$=75,5kPa), raiz ($rl_{médio}$=61kPa), perfil metálico ($rl_{médio}$=46,4kPa), hélice continua ($rl_{médio}$=44,3kPa), escavada ($rl_{médio}$=43kPa), tipo trilho ($rl_{médio}$=32,2kPa) e pré-moldada ($rl_{médio}$=25,3kPa) pode-se observar que:

a) Os valores obtidos para as estacas ômega, raiz e perfis metálicos, estão dentro de uma faixa de valores que se esperaria para estas estacas, neste tipo de solo;

b) Os valores médios para as estacas tipo trilho e para a estaca pré-moldada estão fora de uma faixa de valores que se esperaria para estas estacas, neste tipo de solo. Este fato provavelmente é devido ao descolamento da estaca, devido ao drapejamento durante a cravação.

11.3. Em relação aos métodos de extrapolação de capacidade de carga estudados

11.3.1 Considerando-se toda a curva carga x recalque

a) Os métodos de Davisson (1973) e NBR 6122/96 apresentaram para as estacas estudadas cargas máximas estimadas semelhantes entre si e a favor da segurança, ou seja, $P_{estimado}$/PC menores que a unidade. Os valores médios obtidos por meio dos métodos estudados foram: NBR/PC=0,92 (sd=0,09, coeficiente de variação=10%, desvio máximo em relação a média= +0,08 kN; desvio mínimo em relação a média=-0,2) e DAV/PC=0,88 (sd=0,09, coeficiente de variação=10%, desvio máximo em relação a média= +0,1 ; desvio mínimo em relação a média=-0,14). Tais valores observados indicam a aplicabilidade destes métodos para as estacas estudadas, desde que se atinja um deslocamento mínimo na prova de carga.

b) O método de Van der Veen (1953) apresentou os melhores valores de carga máxima estimados quando considerados nas análises os recalques máximos obtidos pelas provas de carga. O valor médio (considerando-se todas as estacas estudadas) de Pv.v/PC foi de 1,04 (sd=0,06, coeficiente de variação= 6%, desvio máximo em relação a média= +0,13; desvio

mínimo em relação a média=-0,04) indicando sua aplicabilidade nas estacas estudadas nesta pesquisa.

c) O método de Décourt (1996) apresentou valor médio de $P_{D.C}$/PC (considerando-se todas as estacas estudadas) de 1,18 (sd=0,16, coeficiente de variação=13,3%, desvio máximo em relação à média=+0,27, desvio mínimo em relação à média=-0,18) indicando sua aplicabilidade nas estacas estudadas nesta pesquisa.

d) De acordo com a tabela 5.90, o método de Van der Veen (1953) apresentou, quando comparado com o método de Décourt (1996) valor médio (considerando todas as estacas estudadas) de $P_{estimado}$/PC mais próximo da unidade.

e) Os métodos para extrapolação de cargas de ruptura foram desenvolvidos para estacas sujeitas a esforços de compressão, visto que após o esgotamento da resistência lateral ocorre uma lenta e progressiva mobilização da resistência de ponta. Quando as estacas são sujeitas a esforços de tração não existe componente de ponta, logo a validade dos métodos de extrapolação para o caso de estacas tracionadas ainda precisa de comprovação prática.

11.3.2 Considerando-se pontos situados em recalques de 50 a 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga.

a) Os métodos de Davisson (1973) e da NBR 6122/96 para serem aplicados necessitam de um valor de recalque mínimo que poderá variar para cada tipo de estaca.

b) O método de Van der Veen (1953) foi o que apresentou valores de carga máxima estimados mais próximos das cargas máximas obtidas pelas provas de carga, quando considerados nas análises os recalques referentes às cargas intermediárias de 50%, 60%, 80% e 90% das cargas máximas obtidas nas provas de carga. Os valores médios obtidos de Pv.v/PC calculados por meio do método podem ser encontrados na tabela 5.91. O valor médio, calculado pelo método de Van der Veen (1953), de Pv.v/PC (considerando-se todas as cargas intermediárias e estacas estudadas) foi igual a 1,12 (sd=0,22, coeficiente de variação=20%, desvio máximo em relação a média= +0,32; desvio mínimo em relação a média=-0,35) indicando dessa forma a aplicabilidade deste método, para as condições estudadas nesta pesquisa, caso as provas de carga fossem prematuramente interrompidas.

c) O método de Décourt (1996) apresentou valores de $P_{D.C}$/PC = 1,35 (sd=0,08, coeficiente de variação=6%, desvio máximo em relação à média= +0,08; desvio mínimo em relação à média=-0,14) considerando-se todas as cargas intermediárias (50 até 90% das cargas máximas obtidas pelas provas de carga) e estacas estudadas. Tal valor obtido indica que caso as provas, executadas de acordo com as condições desta pesquisa, fossem prematuramente interrompidas, o método provavelmente estimaria valores contra a segurança.

11.4. Em relação aos métodos de previsão de capacidade de carga próprios para esforços de tração utilizados nesta pesquisa.

11.4.1 Aspectos gerais

a) Os métodos utilizados nesta pesquisa para a previsão da capacidade de carga a tração das estacas estudadas são baseados em parâmetros (teóricos e empíricos) de difícil obtenção, o que dificulta a utilização destes e pode induzir a erros. Entretanto estes poderão ser melhorados uma vez que se adéqüem às condições mais próximas de campo, necessitando-se dessa forma, mais pesquisas nesta área.

b) Os métodos analisados nesta pesquisa apresentaram valor médio de PU/PC médio (considerando-se todas as estacas e métodos estudados) igual a 1,51 (sd=0,89, coeficiente de variação= 59%, desvio máximo em relação à média= +1,9; desvio mínimo em relação à média=-1,07). Dentre os métodos estudados, somente o de Kulhawy (1985) apresentou valores médios de PU/PC <1,0. Dessa maneira, excluindo-se este método o valor médio de PU/PC seria igual a 1,90 (sd=0,77, coeficiente de variação=40% desvio máximo em relação à média= +1,51; desvio mínimo em relação à média=-0,53). Isto indica que na média os valores de carga estimada pelos métodos analisados, estão superestimando os valores de carga de ruptura.

11.4.2 Métodos estudados

11.4.2.1. Método do tronco de cone

a) O fato de não se considerar os seguintes fatores: resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo de uma superfície de ruptura hipotética (definida pelo ângulo α), tipo de estaca, características geomecânicas do solo e sua extratigrafia; torna o método empírico e incompleto teoricamente.

b) Observando-se os parâmetros obtidos, apresentados na tabela 7.1, o ângulo α de grande irregularidade, variando com o do tipo de solo, com método executivo da estaca e de sua profundidade de implantação. Sendo assim, a utilização do método na prática poderá conduzir a erros consideráveis.

11.4.2.2 Método do cilindro de atrito (Baseado na teoria da resistência lateral)

a) Apesar de ser considerado como uma evolução teórica, quando comparado ao método do tronco de cone, este método depende de parâmetros geotécnicos de difícil obtenção (ca, δ e Kh), o que limita sua aplicação na prática de engenharia de fundações.

b) A adoção de parâmetros recomendados por outros pesquisadores pode acarretar em erro na previsão das cargas máximas pelo método, uma vez que as condições de estudadas podem necessariamente não serem as mesmas estudadas pelos autores das recomendações.

c) Para as estacas cravadas, os valores de K_h calculados por meio de retro análises foram inferiores ao valor estimado através da equação de Jaky para o Campo Experimental (figuras 7.3 e 7.4), o que contrariou expectativas iniciais. Esperava-se que o deslocamento do solo lateral às estacas, em função do processo executivo, influenciasse na obtenção de valores de coeficiente de empuxo horizontal maiores. Entretanto, durante a implantação, foi observado um descolamento da face lateral da estacas em função do drapejamento induzido pela cravação, o que provavelmente influenciou nos valores de coeficiente de empuxo determinados.

11.4.2.3 Método de Meyerhoff (1973)

a) O coeficiente de arrancamento K_u foi determinado empiricamente pelo autor para estacas escavadas somente, e deve ser adaptado para cada tipo de estaca e condições do subsolo. Dessa maneira, verifica-se pelos valores estimados, que o valor de K_u=1,0 para as condições em estudo, conduziu na maioria dos casos estudados a valores de PU/PC acima da unidade.

b) Mesmo recomendado para estacas escavadas, o valor do coeficiente de arrancamento Ku conduziu para estas estacas a cargas máximas previstas acima das obtida pelas provas de carga.

c) O método se baseia em parâmetros teóricos de difícil obtenção, o que limita sua utilização na prática de fundações.

d) O método de Meyerhoff (1973), adotando-se ca=0,8c e δ=0,95Ø, apresentou valor médio de PU/PC (considerando-se todas as estacas estudadas) igual a 1,53 (sd=0,57, coeficiente de variação=37% desvio máximo em relação à média= +1,35; desvio mínimo em relação à média=-0,63); adotando-se ca=c e δ=Ø o valor de PU/PC foi igual a 1,78 (sd=0,75, coeficiente de variação=42% desvio máximo em relação à média= +1,94; desvio mínimo em relação à média=-0,75).

e) Verificando-se os valores de PU/PC obtidos por meio do método (tabela 7.18), verifica-se que as estacas tipo trilho e pré-moldada (ambas de pequena seção transversal e mais influenciadas pelo drapejamento) foram as que apresentaram valores de PU/PC mais distantes da unidade. Caso estas estacas fossem excluídas o valor de PU/PC, adotando-se ca=0,8c e δ=0,95Ø, seria igual a 1,24 (sd=0,29, coeficiente de variação=23% desvio máximo em relação à média= +0,42; desvio mínimo em relação à média=-0,34), ou seja, dentro de uma variação de 30% acima da unidade, o que é razoável para métodos teóricos. Este resultado indica que o método pode ser melhorado, calibrando-se valores de Ku em função do tipo de estaca e obtendo-se valores de δ e ca para cada tipo de estaca executada em diferentes tipos de solos.

11.4.2.4 Método de Kulhawy e equipe (1985)

a) Dentre os métodos considerados nesta pesquisa, o método de Kulhawy (1985) foi o que apresentou, em qualquer condição estudada ($\delta/\O=1$ e $K/K_o=0,66$; $\delta/\O=1$ e $K/K_o=1,0$) valores médios de PU/PC (considerando-se todas as estacas estudadas) abaixo da unidade. Ao se adotar $\delta/\O=1$ e $K/K_o=0,66$ e $\delta/\O=1$ e $K/K_o=1,0$ os valores de PU/PC foram respectivamente 0,44 (sd=0,16, coeficiente de variação=38% desvio máximo em relação à média= +0,33; desvio mínimo em relação à média=-0,22) e 0,64 (sd=0,24, coeficiente de variação=38% desvio máximo em relação à média= +0,47; desvio mínimo em relação à média=-0,31).

b) Observando-se os valores de PU/PC apresentados na tabela 7.18, verifica-se que as estacas tipo trilho e perfil metálico, ambas de pequena seção transversal e influenciadas negativamente pelo drapejamento, voltaram a apresentar os valores de PU/PC mais distantes da unidade. Caso estas estacas fossem retiradas da média, os valores de PU/PC, considerando-se $\delta/\O=1$ e $K/K_o=0,66$; $\delta/\O=1$ e $K/K_o=1,0$, seriam respectivamente 0,34 (sd=0,08, coeficiente de variação=23% desvio máximo em relação à média= +0,10; desvio mínimo em relação à média=-0,12) e 0,50 (sd=0,10, coeficiente de variação=21% desvio máximo em relação à média= +0,12; desvio mínimo em relação à média=-0,17). Tais valores indicam que ao se desprezar as estacas tipo trilho e pré-moldada, o método apresentou uma menor variabilidade em relação aos valores de PU/PC obtidos. Dessa forma, apesar de ser um procedimento teórico, o método de Kulhawy (1985) apresentou valores de PU/PC abaixo da unidade e com baixa variabilidade, o que é desejável para métodos de previsão de cargas de ruptura. Entretanto, deve-se salientar que mesmo abaixo da unidade, o valor de PU/PC obtido para as condições em estudo foi demasiadamente conservador, o que refletiria em um projeto anti-econômico.

c) Apesar de este método ter apresentado valores de carga máxima prevista abaixo das obtidas pela provas de carga, este o pode ser melhorado obtendo-se valores de coeficiente de empuxo K para cada tipo de estaca executadas em diferentes solos. Por meio da tabela 7.12 verifica-se que os valores de K/Ko obtidos através de retro-análise para as estacas estudadas executadas no Campo Experimental foram diferentes dos valores sugeridos pelo autor.

11.4.2.5 Método de Levacher & Sieffert (1984)

a) O método de Levacher & Sieffert (1984) apresentou valor médio de PU/PC (considerando-se todas as estacas estudadas) igual a 1,40 (sd=0,66, coeficiente de variação=47% desvio máximo em relação à média= +1,5; desvio mínimo em relação à média=-0,7). Entretanto, ao observar a tabela 7.18 pode-se notar que novamente as estacas tipo trilho e pré-moldada voltaram a apresentar os valores de PU/PC mais distantes da unidade. Excluindo-se estas estacas da média obtém-se PU/PC=1,03 (sd=0,23, coeficiente de variação=22,5% desvio máximo em relação à média= +0,27; desvio mínimo em relação à média=-0,33). Dessa maneira pode-se dizer que o método foi aplicável para as condições estudadas além de ter apresentado uma baixa variabilidade entre os valores de PU/PC obtidos (excluindo-se as estacas trilho e pré-moldada).

b) Apesar de o método ter apresentado, para as condições estudadas nesta pesquisa, valor médio de PU/PC próximo a unidade, este pode ser melhorado obtendo-se valores de coeficientes de método de instalação (K_{mo}) para diferentes tipos de estacas executadas em diferentes subsolos.

11.4.2.6 Método da Universidade de Grenoble

a) O método da Universidade de Grenoble, adotando-se o ângulo de geratriz como $\lambda=0$ conduziu a valor médio de PU/PC (considerando-se todas as estacas estudadas) igual a 1,37 (sd=0,50, coeficiente de variação=37% desvio máximo em relação à média= +1,18; desvio mínimo em relação à média=-0,57). Ao se adotar como ângulo de geratriz $\lambda=-Ø/8$ o valor médio de PU/PC (considerando-se todas as estacas estudadas) foi igual a 3,41 (sd=3,0, coeficiente de variação=89% desvio máximo em relação à média= +5,36; desvio mínimo em relação à média=-2,86).Tais valores indicam que ao se adotar a superfície de ruptura no contato estaca/solo ($\lambda=0$) o método apresentou valor de PU/PC mais próximo da unidade.

b) A exemplo dos métodos anteriormente comentados, ao observar a tabela 7.18 pode-se perceber que novamente as estacas tipo trilho e pré-moldada (estacas de pequena seção transversal e que sofreram efeitos do drapejamento) apresentaram valores de PU/PC mais distantes da unidade. Excluindo-se estas estacas da média os valores obtidos de PU/PC se

aproximariam mais da unidade. Adotando-se λ=0, o valor médio de PU/PC seria igual a 1,11 (sd=0,26, coeficiente de variação=23% desvio máximo em relação à média= +0,3; desvio mínimo em relação à média=-0,31). Considerando-se λ=-Ø/8 o valor médio de PU/PC seria equivalente a 1,51 (sd=0,90, coeficiente de variação=59% desvio máximo em relação à média= +2,04; desvio mínimo em relação à média=-0,96). Ainda de acordo com a tabela 7.18, percebe-se que para λ=-Ø/8 a estaca raiz de 23m também apresentou valor de PU/PC elevado em relação aos demais tipos de estacas. Ao se excluir também esta estaca da média pode-se obter PU/PC igual a 1,18 (sd=0,36, coeficiente de variação=31% desvio máximo em relação à média= +0,36; desvio mínimo em relação à média=-0,63). Tais valores de PU/PC (desconsiderando-se as estacas que apresentaram valores desproporcionais em relação às demais) indicam a aplicabilidade do método na previsão das cargas de ruptura dentro das condições desta pesquisa.

c) Apesar dos valores de PU/PC próximos da unidade obtidos dentro das condições desta pesquisa esta metodologia pode ser melhorada. O método não leva em conta o tipo de estaca. Caso esta consideração seja feita é possível que se melhore a relação PU/PC, no sentido de aproximá-la da unidade.

11.5 Em relação aos métodos próprios para a previsão das resistências laterais de estacas comprimidas utilizados nesta pesquisa.

11.5.1 Aspectos gerais

a) Todos os métodos utilizados estimaram valores de resistência lateral inferiores aos valores de carga máxima obtidos pelas provas de carga para a maioria das estacas estudadas. O valor de RL/PC médio (considerando-se todos os métodos e estacas utilizadas) foi igual a 0,50 (sd=0,18, coeficiente de variação= 36%,desvio máximo em relação a média= +0,35; desvio mínimo em relação a média=-0,22).

b) A prática de se considerar a capacidade de carga à tração de uma estaca como sendo equivalente a uma porcentagem de sua resistência lateral (quando comprimida), considerando-se ruptura estaca/solo, conduziu a valores previstos a favor da segurança, ou seja, RL/PC abaixo da unidade.

11.5.2 Métodos utilizados

11.5.2.1 Método de Décourt & Quaresma (1978 & 1998)

a) O método de Décourt & Quaresma (1978) apresentou valor de RL/PC, considerando-se todas as estacas estudadas, igual a 0,62 (sd=0,17, coeficiente de variação=28% desvio máximo em relação à média= +0,40; desvio mínimo em relação à média=-0,26). O método de Décourt & Quaresma (1998) apresentou valor médio de RL/PC equivalente a 0,66 (sd=0,21, coeficiente de variação=31% desvio máximo em relação à média= +0,36; desvio mínimo em relação à média=-0,30). Tais valores indicam a aplicabilidade deste método na previsão da capacidade de carga à tração das estacas estudadas.

b) Observando-se a tabela 8.35 pode-se perceber que o parâmetro β sugerido pelo em 1998 causou redução no valor previsto da resistência lateral para a estaca escavada, tornando a relação RL/PC mais distante da unidade.

11.5.2.2 Método de Aoki & Velloso (1975) CPT e SPT

a) O método de Aoki & Velloso (1975) utilizando-se valores de N_{spt} na previsão dos valores de resistência lateral das estacas estudadas apresentou valores de RL/PC mais distantes da unidade (para baixo) quando comparado como os valores de RL/PC obtidos por meio de valores de fs (determinados a partir de ensaios CPT).

b) O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou valores de RL/PC, considerando-se nas previsões valores de N_{spt} e fs e todas as estacas estudadas, iguais a 0,30 (sd=0,1, coeficiente de variação=31% desvio máximo em relação à média= +0,20; desvio mínimo em relação à média=-0,11) e 0,42 (sd=0,12, coeficiente de variação=29% desvio máximo em relação à média= +0,21; desvio mínimo em relação à média=-0,17). Tais valores indicam a aplicabilidade deste método na previsão da capacidade de carga à tração das estacas estudadas.

c) Dentre os métodos estudados nesta pesquisa o de Aoki & Velloso (1975) foi o que previu os menores valores de RL/PC.

11.5.2.3 Método de P.P Velloso (1981)

a) Dentre os métodos utilizados nesta pesquisa para a previsão da resistência lateral das estacas estudadas, o método de P.P Velloso (1981) foi o que apresentou valores mais próximos das cargas máximas obtidas pelas provas de carga, ou seja, valor médio de RL/PC mais próximo da unidade.

b) O método de P.P Velloso (1981) apresentou valor médio de RL/PC, considerando-se todas as estacas estudadas, igual a 0,85 (sd=0,39, coeficiente de variação=46% desvio máximo em relação à média= +0,70; desvio mínimo em relação à média=-0,46).

c) Por meio da tabela 8.35 pode-se perceber que as estacas tipo trilho e pré-moldada (estacas de pequena seção transversal e influenciadas pelo descolamento lateral gerado pelo drapejamento durante a execução) apresentaram os maiores valores de RL/PC. Caso estas estacas sejam extraídas da média o valor de RL/PC seria igual a 0,63 (sd=0,15, coeficiente de variação=25% desvio máximo em relação à média= +0,28; desvio mínimo em relação à média=-0,24).

d) A equação para a estimativa da resistência lateral ($ql=\alpha\ \lambda\ fs$) considera para esforços de tração, um coeficiente de redução (λ) equivalente a 0,7; para esforços de compressão este valor λ é tomado como 1,0. Isto denota que o autor, ao propor esta equação, considera que a resistência lateral de uma estaca tracionada compreende a 70% da resistência lateral da mesma estaca se comprimida. Como já foi dito, vários projetistas possuem o hábito de trabalhar com esta hipótese, entretanto esta suposição só é válida a partir do momento em que se considera a posição da superfície de ruptura no contato estaca/solo.

e) Os valores de RL/PC previstos pelo método indicam a aplicabilidade deste na previsão da capacidade de carga à tração das estacas estudadas. Entretanto este pode ser melhorado utilizando-se valores de λ considerando-se diferentes tipos de estaca executadas em diferentes subsolos.

11.5.2.4 Método de Teixeira (1996)

a) O método de Teixeira (1996) apresentou valor médio de RL/PC, considerando-se nas previsões todas as estacas estudadas, iguais a 0,61 (sd=0,17, coeficiente de variação=29% desvio máximo em relação à média= +0,31; desvio mínimo em relação à média=-0,24). Tal valor indica a aplicabilidade do método na previsão da capacidade de carga à tração das estacas estudadas nesta pesquisa.

11.5.2.5 Métodos de Antunes & Cabral (1996), Monteiro (2000), FUNDESP (1998) e David Cabral (1986)

a) Os métodos de Antunes & Cabral (1996), Monteiro (2000), FUNDESP (1998) e David Cabral (1986) apesar de serem próprios para estacas tipo: hélice contínua, ômega e raiz respectivamente apresentaram resistências laterais menores que as obtidas pelas provas de carga, ou seja, RL/PC menores que a unidade. Os valores obtidos de RL/PC foram respectivamente 0,40, 0,34, 0,28 e 0,56.

11.6 Em relação às correlações obtidas entre valores de atrito lateral médios observados por meio de provas de carga e de atrito lateral determinados por meio de ensaios de SPT-T

Os resultados indicam que é possível estabelecer uma correlação entre os valores de atrito lateral obtidos por meio das provas de carga e os valores de atrito lateral estimados por meio de ensaios de SPT-T. Entretanto há a necessidade de maiores pesquisas considerando-se diversos tipos de solo e estacas, para poderem serem generalizadas.

11.7 Em relação às correlações obtidas entre valores de atrito lateral médios observados por meio de provas de carga e de atrito lateral determinados por meio de ensaios de CPT

a) Os resultados indicam que é possível estabelecer uma correlação entre os valores de atrito lateral obtidos por meio das provas de carga e os valores de atrito lateral estimados determinados por meio de ensaios de CPT. Entretanto há a necessidade de maiores pesquisas considerando-se diversos tipos de solo e estacas, para poderem ser generalizadas.

11.8 Em relação aos métodos para a estimativa de recalques utilizados

Os métodos para a estimativa de recalques utilizados nesta pesquisa conduziram a valores de recalques previstos maiores que os recalques obtidos nas provas de carga quando consideradas cargas referentes à PC/2. Deve-se salientar que estes métodos foram inicialmente desenvolvidos para a previsão de recalques em estacas comprimidas e para que estes possam ser utilizados para a previsão de recalques em estacas tracionadas certamente terão de ser modificados.

11.9 Em relação à utilização da instrumentação nas estacas raiz de 12m de comprimento

a) Admitindo-se ruptura na ligação estaca solo, pode-se calcular, para as condições estudadas, o valor da resistência lateral unitária *rl* para cada camada, o que pode ser correlacionado com ensaios de campo, como SPT-T e cone elétrico. O acumulo de informações deste tipo, para outros tipos de estacas e em outros tipos de solos, pode possibilitar a proposta de novos parâmetros para o dimensionamento de fundações. Sendo assim, a realização de provas de carga instrumentadas é de grande importância para o desenvolvimento da Engenharia de Fundações.

b) A instrumentação utilizada nas estacas raiz de 12m de profundidade proporcionou a obtenção de informações como: módulo de elasticidade a tração das estacas, gráficos de transferência de carga e valores de resistência lateral.

c) Os gráficos de transferência de carga em profundidade para cada carregamento indicaram, para o subsolo estudado, uma maior absorção de carga pela segunda camada para as cargas máximas do ensaio (PC) e para PC/2.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF- Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de Especificações e procedimentos**. ABEF.282p. São Paulo.1999.

ALBIEIRO, J.H; CINTRA, J.C.A. Tubulões e Caixões - Esforços de Tração. Capítulo do livro **Fundações – Teoria e Prática**. p 312-315. Ed. PINI. São Paulo. 1998

ALBUQUERQUE, P.J.R. "**Estacas escavadas, hélice-contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio através de provas de carga instrumentadas em profundidade**". 272p.Tese (Doutoramento). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2001.

ALBUQUERQUE, P.J.R. ; CARVALHO, D.;FERREIRA, C.V.Capacidade de carga de estaca pré-moldada de concreto em solo residual de diabásio, submetida a carregamentos de tração. In : SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, IV, 2000, São Paulo/SP. Anais...São Paulo, ABEF-ABMS. V.1. p.341-348.

ALBUQUERQUE, PJ.R. **Análise do comportamento de estacas pré-moldada de pequeno diâmetro instrumentada em solo residual de dibásio da região de Campinas**. 170p. Dissertação (mestrado). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. 1996.

ALONSO, U.R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo, Edgard Blucher. 1991. p.108-142.

ALONSO, U.R. Estimativa de adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T. **Revista Solos e rochas**, v.1,n.19.p.81-84,abr.,1996.

ANTUNES, W.R. e CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua.. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 3, 1996, São Paulo/SP. **Anais...** São Paulo, ABMS, v.2, p.105-109.

AOKI , N. e VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In:CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5., Buenos Aires, 1975. **Anais...** p.367-376.

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. 1976. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 45p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNCAS **NBR 648**4: Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. 12 p.1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-12131/91**: Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1991. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6122/9**6: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 1996.

BARATA, F.E., 1985, "Fundações de Torres Submetidas ao Arrancamento - Filosofia e Métodos de Projetos". Anais do Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (separata). In: FERNANDO EMMANUEL BARATA, 80 anos: tributo ao brasileiro, professor, engenheiro e pesquisador, na comemoração de seus 80 anos, pp. 415-428, São Paulo, Brasil.

BATMANABANE, L., 1973, **Résistance Maximale à l'Arrachement des Ancrages en Milieu Cohérent**, Thesis of Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble.

BERINGEN, F.L.; WINDLE, D.; VAN HOOYDONK, W.R. Results of loading tests on driven piles in sand. **Recent developments in the design and construction of piles**. Institute of Civil Engineering (ICE), London, 1979, p.213-225.

BIAREZ, J.;BARRAUD, Y. Adaption des foundations de pholes au terrain par les méthodes de la mecanique des sols. In: Conference Internationale des Grands Reseaux Electriques, 1968. Paris. **Compte Rendu**…1968.

BRINCH HANSEN, J. A theory for skin friction on piles. **Bulletin of the Danish Geotechnical Institute**, n.25, p.5-12, 1968.

CABRAL, D. A. O uso de estacas raiz como fundação de obras normais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986,Porto Alegre/RS. Porto Alegre. **Anais...** São Paulo, ABMS. v.6, p.71-82.

CAMPELLO, N.S. **Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsível**. São Carlos, 1994. 139p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CARNEIRO, B. J. I.; CAMPELO, N. S.; MACARI, M. F.; CINTRA, J. C. A.. Correlação entre carga última de estacas à tração e à compressão em solo colapsível. In: SIMPÓSIO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, 1994, Recife. **Anais...** São Paulo, ABMS, p. 231-235.

CARNEIRO, B. J. I. **Comportamento de estacas apiloadas em solos colapsíveis.** 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo,São Carlos, 1994.

CARNEIRO, B. J. I. **Comportamento de tubulões a céu aberto, instrumentadas, em solo não saturado, colapsível.** 322p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instumentadas, em campo experimental de São Carlos – SP**. São Carlos, 1991. 204p. Tese (Doutoramento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CARVALHO, D. MANTILLA, J.N.R.; ALBIEIRO, J.H.; CINTRA, J.C. Provas de carga à tração e à compressão em estacas instrumentadas do tipo raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo, ABMS, v.1, p.79-87.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P.J.R.;GIACHETI, H.L.Campo Experimental para estudos de mecânica dos solos e fundações em Campinas-SP. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 4, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo:ABMS, 2000.

CARVALHO, D. e ALBUQUERQUE, P.J.R. Estaca tipo Strauss instrumentada em solo arenoso. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo, ABMS, cd rom.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas.** São Carlos: EESC/USP. 1999. 57p.

CHIN, F.K. Estimation of ultimate load of piles from test not carried to failure. In: SECOND SOUTHEAST CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 1970. **Proceedings...** Singapure, p.81-92.

DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. Análise comparativa de métodos para o dimensionamento de fundações a partir dos resultados das provas de carga realizadas na LT 500 kV, Adrianópolis, Grajaú. In: SEMINÁRIO DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA. 5, 1979, Recife. **Anais...** Recife, 1979.

DANZIGER, F.A.B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. 331p. (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1983.

DANZIGER, F. A. B. Tema V: Fundações de torres de linhas de transmissão. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 1, São Paulo, 1985. **Debates...** São Paulo: ABMS, (3), p. 139-163, 1985.

DAS, B.J. A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles. **Soils and Foundations,** 23, p122-126, 1983.

DAVISON DIAS, R. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia do Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese (Doutorado). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 1987.

DAVISSON, M.T. **High capacity pile**s, Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, 81-112, 1973.

DE BEER, E.E. Different Behavior of bored and driven piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER PILES, 1, 1988. **Proceedings...** Ghent, p.47-78.

DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4, Rio de Janeiro, 1978. **Anais…** São Paulo, ABMS v.1, p.45-54.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. In SEFE III. ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos). São Paulo, vol. 1, pp 215-224. São Paulo. 1996.

DÉCOURT, L. e NIYAMA, S. Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. **Proceedings of XIII ICSMFE**, v.2, p. 477-486. New Delhi. 1994.

DECOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundaçõe**s: teoria e prática. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.265-301.

DÉCOURT, L. **Ruptura de fundações e coeficientes de segurança a luz do conceito de rigidez**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 11, 1998, São Paulo. **Anais...** São Paulo, v.3, p. 1599-1606.

DE BEER, E. **Methodes de deduction de La capacite portante d´um pieu à partir dês essais de pénétration**. Annales de Travaux Publics de Belgique, v. 72, n 4-6. 1971.

DE NICOLA, A.; RANDOLPH, M. F.. Tensile and compressive shaft capacity of pile in sand. **Journal of Geotechnical Engineering,** ASCE, v. 119, n. 12, p. 1952-1973, 1993.

DOWNS, D. I.; CHIEURZZI, R.. Transmission tower foundations. **Journal of Power Division,** ASCE, 92 (PO2): p. 91-144, 1966 apud ORLANDO, C.. **Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração:** Análise de provas de carga de tubulões em areias

porosas. 235p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

EL, S.M. **Análise do comportamento à tração de estacas apiloadas executadas em solos arenosos do interior do Estado de São Paulo.** 193p.Dissertação (Mestrado).Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas.2003

FONTAINE, E.B. **Utilização de ensaios especiais de campo (cone elétrico e pressiômetro) para a estimativa de propriedades geotécnicas e previsão de carga de ruptura de estacas em alguns solos tropicais**. 221p. Tese (Doutoramento). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 2004.

FUNDESP. 1998. Estaca Ômega. **Informativo Técnico**, São Paulo, 4p.

GARCIA, O.C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. 126p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2005.

GIACHETTI, H.L. **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do estado de São Paulo**. 232p.Tese (Doutoramento). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 1991.

IRELAND, H.O. Pulling tests on piles in sand: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1957. **Proceedings...** London, v.2., p.43-54.

ISMAEL, N.F.e KLYM, T.W. Uplift and bearing capacity of short piers in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, 105, v.5, p.579-593. 1979.

JAKY, J. Pressure in silos. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, 1948. **Proceedings...** Rotterdam, v.1., p.103-107.

KULHAWY, F. H.. Drained uplift capacity of drilled shafts. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11, 1985, San Francisco. **Proceedings…** v. 3, p.1549-1552, 1985.

LAISTER, E.; ALBUQUERQUE, P.J.R.; NOGUEIRA, R.C.R.; CARVALHO, D.; PASCHOALIN FILHO, J.A. Uitilização de argamassa industrializada para o preenchimento de estaca raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 5, 2004, São Paulo. **Anais...**São Paulo, v.1, p. 120-126.

LEITE, L.E.D.; BEZERRA, R.L.;MARQUES, A.G. Avaliação da capacidade de carga à tração das estacas rotativas injetadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, 1998, Brasília. **Anais...**Brasília:ABMS, v-3, p1431-1439.

LEVACHER, D. R.; SIEFFERT, J. G.. Tests on model tension piles. **Journal of Geotechnical Engineering,** ASCE, v. 110, n.12, p. 1735-1747, Dec., 1984.

MAZURKIEWICZ, K. **Load Testing of Piles According to the Polish Regulation**s. Proceedings Swedish Academy of Engineering Sciences, 1972.

MANSUR, C.I e KAUFMAN, R.I. Piles tests, low sill structures, Old River, Lousiania. Translation, ASCE, v.123, p.715-743. 1958.

MARTIN, D.. Calcul des pieux et foundations à dalle des pylônes de transport d'énergie électrique. Etude théorique et resultats d'essais en laboratorie et in-situ. **Annales De L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,** v. 307-308, p. 105-130, juil.-oct.,1973.

MARTIN, D.. **Étude à la rupture de defférents ancrages sollicitées verticalement.** Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculte des Sciences de Grenoble, 1966.

MASSAD, F. Limites das extrapolações em provas de carga verticais, interrompidas prematuramente. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994. Foz do Iguaçú. **Anais...**, v.1, p. 247-254.

McCLELLAND, B. Design and performance of deep foundations. In: Specialty Conference on performance of earth and earth supported structures, Indiana, 1972. Proceedings, ASCE, v.2, p.111-142.

MELO, C.E. A method to predict the response of a single pile under uplift loading in clay. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda. **Anais...** São Paulo, ABMS, v.2, p.356-369.

MEYERHOFF, G.G.; ADAMS, J.I. The ultimate uplift capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**. v5, n4, p 225-244.1968.

MEYERHOFF, G.G. The uplift capacity of foundations under oblique loads. **Canadian Geotechnical Journal**, v10 p64-70, 1973a

MEYERHOFF, G.G. Uplift resistance of inclined anchors and piles. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscou, 1973. **Proceedings…**v2, p167-172. 1973b.

MONTEIRO, P.F. As estacas Ômega e Franki: Capacidade de Carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 4, 2000, São Paulo/SP. **Anais...** São Paulo, ABMS,v.2, p.356-369.

MONACCI,M.D. **Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola-Unicamp**. 114p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 1995.

MONTEL, B., 1963, **Contribution à l'Étude des Fondations Sollicitées à l'Arrachement - Phémomène Plan, Milieux Pulvérulents**, Thesis of Doctorat de Spécialité,Faculté des Sciences de Grenoble.

NOGUEIRA, R.C.R. Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio. 204p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 2004.

OLIVEIRA, M.M. Ensaios “in situ”, de Resistência ao Arrancamento de Placas Horizontais Reduzidas, Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 1986.

OLSON, R.E. Axial load capacity of steel pipe files in sand. In: Annual Offshore Technology Conference, 22. Texas. Oct., 1990. **Proccedings**, v.4, p. 12-24.

ORLANDO, C. **Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração:** Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas. 235p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

ORLANDO, C. **Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos: Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão**. 332p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

ORLANDO, C. e MAFFEI, C.E. Comparação entre a resistência de atrito lateral na tração e na compressão de estacas em areias, através de modelos físicos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, ABMS, v. 2, p. 150-160.

PASCHOALIN FILHO, J.A. **Utilização de solo residual de diabásio como elemento de fundação e material de construção de aterros compactados para barragens de pequeno porte**. 171p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 2002.

PASCHOALIN FILHO, J.A.; PEREIRA, M.; CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P.J.R.; NOGUEIRA, R.C.R. Comportamento à tração De estacas tipo hélice-contínua executadas em solo de diabásio. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13, 2006, Curitiba. **Anais...**São Paulo, ABMS, cd rom.

PASCHOALIN FILHO, J.A.; PEREIRA, M.; CARVALHO, D. ; NOGUEIRA, R.C.R.; ALBUQUERQUE, P.J.A. Estudo do comportamento de uma estaca escavada executada em solo residual de diabásio submetida à esforços de tração. In CONGRESSO

BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 36, 2007, Bonito/MS. **Anais...** Jaboticabal, SBEA, cd rom.

PASCHOALIN FILHO, J.A.; ALBUQUERQUE, P.J.R.; CARVALHO, D.; NOGUEIRA, R.C.R. Comportamento à tração de estacas tipo raiz executadas em solo de diabásio, típico da região de Campinas, Brasil. In: CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 4, 2008. Porto/Portugal. **Anais...**São Paulo, ABMS, cd rom.

PEIXOTO, A.S.P. **Estudo do Ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações**. 359p. Tese (Doutoramento). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas.2001

PENNA, A.S.P.D. **Estudo do comportamento " carga x recalque" de estacas pré-moldadas de concreto, na região da Grande São Paulo**. 299p.Tese (Doutoramento). Universidade de São Paulo. São Paulo. 1985.

PEREIRA, M. **Comportamento de estacas escavadas, estacas hélice-contínua e estacas ômega submetidas à esforços de tração**. 149p. (Tese de Doutoramento). Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas, 2004.

PALADINO, L. Fundações para torres das linhas de transmissão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, 1972. **Anais**. V.3.

PALADINO, L. Fundações para torres de das linhas de transmissão. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, 1975. **Memórias**, v.1. p.437-449.

POTYONDY, J.G. Skin friction between various soils and construction materials. **Geotéchnique**, v.11, n.4, p.339-353, 1961.

POULOS, J.G. e DAVIS, E.H. **Pile foundation analysis and design**. New York, John Wiley & Sons, 1980.

PRESA, E.P.e POUSADA, M.C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas.** Salvador, ABMS. 2004. 107p.

PHILIPPONAT, G. **Método prático de cálculo de estacas isoladas com emprego de penetrômetro estático**: trad. de Nelson S Godoy e Nélcio Azevedo Jr. São Paulo, ABMS, 1986. (Conferência pronunciada no Comitê Francês de Mecânica dos Solos em 19/03/79). 1978.

RIBIER, B., 1962, **Étude des Argiles Fortement Plastiques et Essais de Soulèvementdes Pieux**, Thesis of Doctorat de Spécialité, Faculte des Sciences de Grenoble.

RANZINI, S.M.T. SPTF. **Solos e Rocha**s.Vol. 11, p. 29-30. 1988.

RANZINI, S.M.T. SPTF : 2ª parte. **Solos e Rocha**s. Vol. 17, p. 189-190.1994.

RUFFIER DOS SANTOS, A.P. **Análise de Fundações Submetidas a Esforços de Arrancamento pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação (Mestrado).COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 1985.

RUFFIER DOS SANTOS, A.P., 1999, **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços de Tração em Taludes**, Tese (Doutorado). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 1999.

STEWART, J. F.; KULHAWY, F. H.. Interpretation of uplift load distribution data. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, 1981,Stockholm. **Proceedings…** v.2, p. 277-280, 1981.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundaçõe**s. 1 ªed. São Paulo. Oficina de Textos. 2000. 189p.

TEIXEIRA, A.H. Projeto e execução de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 3. 1996, São Paulo/SP.1996. **Anais...** São Paulo, ABMS,v.1, p33-50.

TEJCHMAN, A. Skin friction on model pile driven in sand. Danish Geotechnical Institute (D.G.I). Bulletin n.29, p.5-26. 1971.

TOOLAN, F.E.; LINGS, M.L.; MIRZA, U.A. An appraisal of API.RP2A recommendations for determining skin friction of piles in sand. In: Annual Offshore Technology Conference, 22. Texas. Oct., 1990. **Proccedings,** v.4, p.33-42.

TRÂN-VÔ-NHIÊM, 1971, **Force Portante Limite de Fondations Superficielles et Résistance Maximale à l'Arrachement des Ancrages. Étude d'um Appareil Portable Destine á la Reconnaissance Sommaire du Sol em Place: le Pénévane**, Thesis of Docteur-Ingénieur, Faculte des Sciences de Grenoble.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo : EDUSP : Ed.McGraw-Hill do Brasil, 1978. 509p.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile**. In: Procedures of Third International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 2 , pp 84-90, Zurich. 1953.

VELLOSO, P.P.C. Estacas em solo: Dados para a estimativa de comprimento. **Ciclo de palestras sobre estacas escavadas**, Rio de Janeiro: Clube de Engenharia, 1981.

VELLOSO, P. P. C. **Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos, vertical e horizontal, de estacas em solo**. UnB – Engenharia Civil, Brasília, 1981.

VELLOSO, D.A. e LOPES, F.R. **Fundações**, v.2: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ. 2002.

VESIC, A.S. Test on instrumented piles, Ogeeve river site. **Journal of the soil mechanics and foundation division**, ASCE, v.96, n.2, p.561-584.

ANEXO

1. Planilhas obtidas por meio das provas de carga executadas

A seguir serão apresentadas as planilhas obtidas por meio das provas de carga executadas nas seguintes estacas:

a) Estaca perfil metálico;
b) estaca trilho TR-37;
c) estaca raiz;
d) estaca escavada;
e) estaca hélice contínua;
f) estaca pré-moldada de concreto;
g) estaca ômega.

As provas de carga foram executadas de acordo com as recomendações da NBR 12.131/1991, conforme já visto no capítulo referente às provas de carga.

1.1 Perfil metálico w250x32,7

Estaca P1;
L=18m.

A tabela 1 seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga**.**

Tabela 1. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,00
50	1,22
100	1,53
150	1,87
200	2,33
250	2,86
300	3,63
350	4,18
400	4,67
450	5,29
495	5,68
540	6,13
585	6,64
630	7,14
675	7,76
720	8,35
765	9,06
810	9,85
855	11,40
900	12,07
945	14,49
998	**32,15**
685,6	31,94
472	30,37
240	28,60
0	18,39

Estaca P2;

L=18m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga**.**

Tabela 2. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,00
50	0,20
100	0,59
150	1,07
200	1,70
250	2,29
300	3,08
350	3,81
385	4,33
420	4,75
455	5,34
490	5,81
525	6,32
560	6,84
595	7,29
630	7,87
665	8,35
700	8,90
735	9,42
770	10,07
805	10,65
840	11,35
875	12,08
910	13,13
945	14,41
980	**31,32**
760	31,34
540	30,18
400	29,33
257	28,01
0	22,61

Estaca P3;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga**.**

Tabela 3. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,00
50	0,23
100	0,44
150	0,78
200	0,86
250	1,40
300	1,89
350	2,40
375	3,03
400	3,88
425	5,14
450	8,85
475	19,19
500	**30,39**
188	30,05
125	30,05
0	29,96

1.2 Estaca trilho TR-37

Estaca TR-2;

L=20,5m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga

Tabela 4. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	2,4
100	3,6
150	5,1
200	7,0
278	**47,7**
136	47,7
110	47,7
66	47,8
0	46,9

Estaca TR-1;

L=18m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga**.**

Tabela 5. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	0,5
100	1,6
150	2,9
200	4,6
250	6,7
267	**19,9**
215	19,6
178	19,6
88	18,3
44	16,6
0	14,7
0	0,0
50	0,5
100	1,6
150	2,9

1.3 Estaca raiz

Estaca T-1;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 6. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
70	0,0
140	0,0
210	0,1
280	0,2
350	0,3
420	1,6
490	2,7
560	3,6
630	6,4
700	7,0
770	8,1
840	12,0
910	**26,6**
630	26,4
400	24,6
210	22,8
0	20,5

Estaca T-2;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 7. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
70	0,0
140	0,0
210	0,0
280	0,0
350	0,1
420	1,3
490	2,5
560	3,4
630	5,1
700	6,4
770	8,2
840	10,1
910	13,1
980	**45,3**
784	45,3

588	45,3
392	44,5
222	43,6
196	43,1
0	41,6

Estaca T-3;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 8. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
70	0,0
140	0,1
210	0,1
280	0,3
350	0,7
420	1,0
490	3,0
560	4,0
630	5,2
700	6,3
770	8,0
840	11,6
910	**44,6**
630	45,4
425	44,9
210	44,6
0	44,0

Estaca T-4;

L=23m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 9. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0
200	0,19
400	0,21
600	0,77
800	1,87
1000	2,31
1200	3,79
1400	5,27
1600	6,97
1800	9,08
2000	29,76
1390	29,58
920	28,05
460	25,54
0	21,56

1.4 Estaca escavada

Estaca EC01;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 10. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	0,0
100	0,0
150	1,5
200	1,5
250	1,6
300	2,8
350	4,9
400	6,2
450	8,0
500	11,5
550	13,1
600	16,6

Estaca EC02;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 11. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	0,0
100	0,0
150	0,1
200	1,8
250	3,1
300	4,5
350	6,3
400	8,2
450	11,4
500	14,0
550	17,2
600	41,5
450	41,2
300	41,5
150	41,1
0	39,0

Estaca EC03;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 12. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	0,0
100	0,0
150	0,3
200	0,9
250	2,7
300	4,2
350	6,0
400	8,8
450	11,0
500	16,2
550	25,4
600	34,3
450	34,0
300	31,4
150	27,8
0	23,6

1.5 Estaca: hélice contínua

Estaca HC01;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 14. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	0,1
100	0,6
200	1,8
250	2,6
300	3,0
350	4,6
400	5,4
450	6,9
500	8,2
550	10,3
600	12,4
450	10,1
300	8,4

150	6,4
0	0,0

Estaca HC02;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 15. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	0,0
100	0,1
150	0,3
200	0,7
250	1,3
300	1,5
350	2,3
400	3,3
450	4,3
500	6,2
550	8,3
600	10,8
0	0,0

Estaca HC03;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga.

Tabela 16. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0,0
50	0,0
100	1,1
150	1,5
200	2,4
250	3,4
300	4,0
350	5,1
400	6,0
450	7,8
500	10,4
550	12,9
600	16,4
450	13,2
150	9,5
0	7,2

1.6 Estaca: pré-moldada

Estaca pré-moldada;

L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga**.**

Tabela 17. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0
40	0,5
80	0,65
120	1
160	2,6
200	26,1
150	25,2
100	24,2
50	23,5
0	22,1

1.6 Estaca: ômega

Estaca pré-moldada;
L=12m.

A tabela seguinte apresenta os valores de carga x deslocamento vertical obtidos por meio da prova de carga**.**

Tabela 18. Valores obtidos em prova de carga.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)
0	0
100	0
200	0
300	0,3
400	1
500	2
600	4,8
700	6
800	9,5
900	12,3
700	11,5
500	10
300	8,5
0	5