

**Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

**MÉTODO UFRGS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE
CARGA EM ESTACAS: ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA
ESTÁTICAS INSTRUMENTADAS**

Marcelo Júlio Langone

Porto Alegre

abril 2012

Marcelo Júlio Langone

**MÉTODO UFRGS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE
CARGA EM ESTACAS: ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA
ESTÁTICAS INSTRUMENTADAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia. Orientação: Prof. Ph. D. Fernando Schnaid.

Porto Alegre

abril 2012

Marcelo Júlio Langone

**MÉTODO UFRGS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE
CARGA EM ESTACAS: ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA
ESTÁTICAS INSTRUMENTADAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto alegre, 24 de abril de 2012

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

Luiz Carlos da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Edgar Odebrecht (Geoforma Engenharia Ltda)
Dr. pela UFRGS

Bianca Lobo (Milititsky Consultoria Geotécnica)
Dr. pela UFRGS

Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

À minha mãe, por cada pingo de suor e cada sacrifício
investido em seus filhos.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, pela dedicação, pelo sacrifício, pelo exemplo, pelo estímulo, pelo suporte e pelo porto seguro que sempre subsidiou o alcance de meus objetivos, em fim, por tudo.

Ao meu pai, por ter me mostrado o caminho do conhecimento e do trabalho.

Aos meus melhores amigos, colegas e companheiros de jornada pela vida: Rodrigo, Aninha, Giovanni, Guilherme e Laura, cada um a seu modo e momento, seja no âmbito emocional seja no âmbito profissional.

À minha namorada e colega Cinthia, por todo o apoio emocional, amor, carinho, revisões e auxílios a este trabalho.

Ao Professor Fernando Schnaid, pelos ensinamentos, empenho, exemplo e pelas muitas oportunidades criadas pelo caminhar de minha carreira.

À Dra. Bianca Lobo e à Prof. Carin Schmidt pelas coorientações em monografia predecessora a esta dissertação.

À banca examinadora, pela honra em recebê-los, pelo interesse, pelas correções, ideias, tempo e logística empregada.

A todos os colegas de pós-graduação, em especial aos amigos mais presentes, Fernanda, Jonatan, Jorge e Lucas, pelas horas de estudo, trabalhos, discussões e momentos de descontração.

A todo corpo docente e discente do PPGEC pelos ensinamentos, suporte durante os anos de desenvolvimento .

A todos os profissionais, pesquisadores e pessoas que de algum modo auxiliaram e contribuíram neste trabalho e em minha formação.

Agradeço, por fim, à CAPES e ao CNPq pela concessão de bolsa auxílio.

A ciência não pode prever o que vai acontecer. Só pode
prever a probabilidade de algo acontecer.
César Lattes

RESUMO

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas.** 2012. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Recentemente foi desenvolvido na Universidade Federal do Rio Grande do Sul um método racional para previsão de capacidade de carga em fundações profundas. Denominado de método UFRGS, este procedimento considera conceitos de energias envolvidos durante o ensaio SPT. No presente trabalho, realizou-se estudo da precisão das estimativas fornecidas pela aplicação do método com intuito de compreender, averiguar, ajustar e validar seu uso na prática de engenharia. Para tal, foi gerado um banco de dados de provas de carga estáticas instrumentadas com base na bibliografia nacional e internacional, sendo este constituído de 25 casos em estacas metálicas, 42 em escavadas, 12 do tipo hélice contínua e 10 em pré-moldadas. Considerando a resistência mobilizada por atrito lateral, ponta, resistência total e curvas de mobilização, foram gerados gráficos expressando os resultados obtidos pelo método e os resultados medidos nas provas de carga. Adicionalmente, apresenta-se uma comparação com resultados fornecidos por métodos consagrados de previsão de comportamento em estacas: os métodos de Aoki-Velloso, Décourt & Quaresma e interpretação teórica. De maneira geral, o método UFRGS apresentou subestimativas e baixa dispersão para o atrito lateral e uma superestimativa acompanhada de maior dispersão para a ponta das estacas.

Da análise dos resultados, verifica-se que o método captura os mecanismos de mobilização de resistência desenvolvidos nas estacas, e reproduz resultados globais compatíveis com os métodos empregados na prática de engenharia. Além disso, apresenta destacada potencialidade haja vista à facilidade de melhoria dos resultados, que através da calibração da energia transferida pelo ensaio SPT, possibilita aplicação e compartilhamento entre diferentes práticas internacionais.

Por fim, no âmbito de projeto, destaca-se que dentre todos os métodos empregados, o método estudado forneceu menor dispersão de atrito lateral. Em projetos que envolvem cálculos de risco e probabilidade de ruína, chama-se atenção de que melhorias discretas nos valores de dispersões geram ganho significativo na diminuição dos riscos.

Palavras-chave: método UFRGS; prova de carga estática e instrumentada; estacas.

ABSTRACT

LANGONE, M. J. **UFRGS method for pile bearing capacity prediction: static instrumented load tests.** 2012. 152 p. Thesis (Master in Civil Engineering) – Graduate Program in Civil Engineering. Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre – Brazil.

Recently, a rational method for predicting the pile bearing capacity was developed at Federal University of Rio Grande do Sul in Brazil: the so called method UFRGS which considers the concepts of soil dynamics and principles of energy conservation in the interpretation of SPT test results. The present work analyses the accuracy of predicted bearing capacity values with the aim of understanding, verifying, and validating its application in engineering practice. Thus a database of static and instrumented load tests was built from national and international case studies; the data is composed by 25 load tests executed on steel piles, 42 on drilled piles, 12 on continuous flight auger piles and 10 on precast piles. The mobilized contributions of skin friction, tip resistance, and load mobilization curves of each pile were evaluated and compared to actual predictions using the results from UFRGS method. Furthermore, a series of charts were prepared showing comparisons between results of the UFRGS method and those obtained from other predictive methods of pile bearing capacity adopted in the Brazilian engineering practice: Aoki-Velloso and Décourt & Quaresma, as well as a method based on theoretical interpretation of pile response. In general, the UFRGS method underestimated the results for skin friction while slightly overestimate tip resistance and the scatter of predictions is generally lower than other methods.

From these analyses, it was possible to conclude that the method captures the mobilization mechanisms developed around piles, and gives predictions which are in the same range as those produced by other methods adopted in Brazil. The UFRGS method has marked potential for being used in design practice given the fact that predictions can be improved by calibrating the SPT energy, which would allow to refine the predictions according to different practices of used worldwide.

Finally it is important to stress that the UFRGS method showed the littlest scatter for skin friction assessment which may provide to be significant in risk analysis type of approach.

Key-words: UFRGS method; instrumented and static load test; piles.

Lista de Figuras

Figura 1– delineamento da pesquisa (fonte: elaborado pelo autor).....	20
Figura 2 – Energia entregue ao solo tipo A e penetração do amostrador para sistemas de diferentes eficiências do golpe (ϵ_g) (fonte: LOBO, 2009)	25
Figura 3 – Variabilidade da energia entregue ao solo e o da penetração por golpe – Solo C (fonte: LOBO, 2009)	26
Figura 4 – Variabilidade da energia entregue ao solo e a conseqüente influência no valor do índice de resistência à penetração (fonte: LOBO, 2009).....	28
Figura 5 – rupturas físicas (fonte: ALMEIDA NETO, 2002)	29
Figura 6 – exemplo de ruptura clássica (fonte: LOBO, 2005)	30
Figura 7 – (a) relação carga-recalque para uma estaca com fuste reto e comprido na argila de Londres; (b) relação carga-recalque para uma estaca curta, com base alargada na argila de Londres (fonte: BURLAND; COOKE, apud VELLOSO; LOPES, 2002).....	31
Figura 8 – gráfico para estimativa da razão incremental de enchimento (IFR) (fonte: LEE et al., 2003 apud SALGADO, 2006)	36
Figura 9 – tensões no solo embuchado para estacas de ponta aberta (fonte: Randolph et al. 1991, apud SALGADO ET AL. 2002).....	38
Figura 10 – áreas para cálculo de base e resistência lateral para uma estaca de perfil “H” (a) areia, (b) argila mole e (c) argila rija. Linhas sólidas indicam área para cálculo de atrito lateral; área sombreada para cálculo de resistência de ponta. (fonte: SALGADO, 2006)	40
Figura 11 – (a) cargueira com 45.600 kN (fonte: LIEW et al., 2010) (b) prova de carga edifício Martinelli-SP (fonte: FALCONI et al., 2011)	41
Figura 12 – quadro de reação com capacidade para 60.000 kN (fonte: modificado de THASNANIPAN et al., 1999).....	42
Figura 13 – comparação do tempo necessário para quatro tipos de carregamento (fonte: adaptado FELLENIUS, 1975)	44
Figura 14 – comparação de comportamentos típicos para quatro tipos de carregamento (fonte: adaptado FELLENIUS, 1975)	44
Figura 15 – Transferência de carga em estaca escavada (fonte: ALMEIDA NETO, 2002, p. 122).....	46
Figura 16– esquema de uma prova de carga realizada com célula Osterberg (fonte: LOADTEST, 2011)	47
Figura 17 – curvas carga <i>versus</i> movimento com a capacidade de ponta atingida (fonte: LOATEST, 2011)	48
Figura 18 – Superfícies de ruptura (fonte: VELLOSO; LOPES, 2002) (a)Terzaghi (1943) (b) Meyerhof (1951) (c) Berezabtzev (1961) (d) Vesić (1972)	53

Figura 19 – tipos de ruptura de fundações em areia em função do embutimento relativo e do índice de densidade (fonte: VESÍĆ, 1963, apud DÉCOURT et al., 1998).....	54
Figura 20 – valores de N_q para fundações profundas de seção circular ou quadrada segundo diversos autores (fonte: VESÍĆ, 1975, apud DÉCOURT, 1998).....	56
Figura 21 – fatores de capacidade de carga (fonte: MEYERHOF, 1953 apud VELLOSO; LOPES, 2002).....	57
Figura 22 – fatores de adesão para estacas cravadas em argila (fonte: depois de MCCLELLAND, 1974 apud POULOS; DAVIS, 1980).....	62
Figura 23 – fatores de adesão para estacas em till glacial (fonte: depois de WELTMAN; HEALY, 1978 apud TOMLINSON; WOODWARD, 2008)	62
Figura 24 – relação entre o coeficiente de adesão para estacas cravadas e a resistência não-drenada das argilas (fonte: TOMLINSON; WOODWARD, 1969, apud ODEBRECHT, 2003)	63
Figura 25 – interpolação entre curvas apresentadas na literatura (fonte: elaborado pelo autor)	64
Figura 26– distribuição da carga mostrando tensões residuais, tensões medidas e tensões reais calculadas (fonte: adaptado ALTAEE et al., 1992).....	66
Figura 27 – energia <i>versus</i> penetração – hastes brasileiras 35,80m (fonte: ODEBRECHT, 2003, p. 193).....	67
Figura 28 – porcentagem de resistência de ponta mobilizada pela cravação do amostrador (fonte: LOBO, 2005)	70
Figura 29 – razão de resistência de ponta <i>versus</i> razão de diâmetros (fonte: LOBO, 2005) ..	71
Figura 30 – razão de resistência lateral <i>versus</i> razão de diâmetros (fonte: LOBO, 2005)	71
Figura 31 – diagrama de dispersão: carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – estacas cravadas pré-moldadas (fonte: LOBO, 2005)	73
Figura 32 – diagrama de dispersão: carga de ponta medida <i>versus</i> carga de ponta prevista – estacas cravadas pré-moldadas (fonte: LOBO, 2005)	73
Figura 33 – Comparação entre métodos – banco de dados UFRGS (fonte: LOBO, 2005).....	74
Figura 34 – Comparação entre métodos – banco de dados UFRGS (fonte: LOBO, 2005).....	74
Figura 35 – determinação da resistência de ponta (fonte: MONTEIRO, 1997, apud VELLOSO; LOPES, 2002)	78
Figura 36 – determinação da carga de ruptura pela NBR 6122/2010 (fonte: elaborado pelo autor).....	79
Figura 37– extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque pelo método de Van der Veen (fonte: elaborado pelo autor)	82
Figura 38 – exemplo hipotético de interpolação da curva de mobilização de resistência para carga de ruptura. (fonte: adaptado CUNHA; KUKLIK, 2003)	83

Figura 39 – extrapolação de ponto medido e obtenção da resistência de ponta (fonte: REIFFSTECK, 2009)	84
Figura 40 – exemplo hipotético de extrapolação da curva carga <i>versus</i> profundidade (fonte: adaptado THASNANIPAN et al., 1998)	85
Figura 41 – carga total prevista <i>versus</i> carga total medida (fonte: adaptado Lobo, 2005).....	86
Figura 42 – carga total prevista <i>versus</i> carga total medida – parâmetros por Odebrecht et al.(2005) (fonte: elaborado pelo autor).....	87
Figura 43 – carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – metálicas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)	99
Figura 44 – carga ponta medida <i>versus</i> carga ponta prevista – metálicas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)	100
Figura 45 – carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – metálicas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)	101
Figura 46 – carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – escavadas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)	111
Figura 47 – carga ponta medida <i>versus</i> carga lateral prevista – escavadas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)	112
Figura 48 – carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – escavadas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)	113
Figura 49 – carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – HC – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor).....	119
Figura 50 – carga ponta medida <i>versus</i> carga lateral prevista – HC – método UFRGS(fonte: elaborado pelo autor).....	119
Figura 51 – carga total medida <i>versus</i> carga lateral prevista – HC – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor).....	120
Figura 52 – carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – PM – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor).....	125
Figura 53 – carga ponta medida <i>versus</i> carga ponta prevista – PM – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor).....	126
Figura 54 – carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – PM – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor).....	127
Figura 55 – carga lateral medida <i>versus</i> carga lateral prevista – todos casos (fonte: elaborado pelo autor).....	131
Figura 56 – carga de ponta medida <i>versus</i> carga de ponta prevista – todos casos (fonte: elaborado pelo autor).....	133
Figura 57 – carga total medida <i>versus</i> carga total prevista – todos casos (fonte: elaborado pelo autor).....	135

Figura 58 – desempenho dos métodos na previsão de atrito lateral para diferentes estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)	136
Figura 59 – desempenho dos métodos na previsão de ponta para diferentes estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)	136
Figura 60 – desempenho dos métodos na previsão de carga total para diferentes estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)	137
Figura 61 – frequência da acurácia dos métodos para atrito lateral –casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)	138
Figura 62 – frequência da acurácia dos métodos para resistência de ponta – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)	138
Figura 63 – frequência da acurácia dos métodos para carga de ruptura – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)	138

Lista de Quadros

Quadro 1 – cronograma da pesquisa (fonte: elaborado pelo autor).....	21
Quadro 2 – Variação da eficiência da energia transferida à composição de hastes de acordo com as práticas de diferentes países (fonte: LOBO, 2009).	25
Quadro 3 – coeficientes K e α (fonte: AOKI; VELLOSO, 1975).....	50
Quadro 4 – Coeficientes F_1 e F_2 (fonte: AOKI; VELLOSO, 1975).....	50
Quadro 5 – coeficientes F_1 e F_2 revisados (fonte: modificado de MONTEIRO, 1993 apud VELLOSO; LOPES, 2002)	51
Quadro 6 – coeficiente α (fonte: QUARESMA et al., 1996 apud LOBO, 2005).....	52
Quadro 7 – coeficiente β (fonte: QUARESMA et al., 1996 apud LOBO, 2005).....	52
Quadro 8 – coeficiente K (fonte: DÉCOURT; QUARESMA, 1978)	52
Quadro 9 – fatores de capacidade de carga (N_c e N_σ) (fonte: VESIĆ, apud VELLOSO; LOPES, 2002).....	60
Quadro 10 – valores de coeficiente de tensão horizontal dos solos (K_s) (fonte: TOMLINSON; WOODWARD, 2008)	64
Quadro 11 – valores de ângulo de atrito entre estaca e solo para vários tipos de interface (δ) (fonte: TOMLINSON; WOODWARD, 2008).....	64
Quadro 12 – coeficientes α e β (fonte: LOBO, 2005)	72
Quadro 13 – limite de $N_{spt(76)}$ empregado (fonte: elaborado pelo autor).....	77

Lista de Tabelas

Tabela 1: média e desvio padrão para parâmetros propostos por Odebrecht (2003) (fonte: elaborado pelo autor)	87
Tabela 2: média e desvio padrão para parâmetros propostos por Odebrecht et al.(2005).....	87
Tabela 3: média e desvio padrão das previsões pra estacas metálicas – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)	102
Tabela 4: média e desvio padrão das previsões pra estacas escavadas– todos casos (fonte: elaborado pelo autor)	114
Tabela 5: média e desvio padrão das previsões pra estacas hélices contínuas – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)	120
Tabela 6: média e desvio padrão das previsões pra estacas pré-moldadas – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)	128
Tabela 7: média e desvio padrão das previsões para todos os tipos de estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)	135

Sumário

1 INTRODUÇÃO.....	17
2 MÉTODO DE PESQUISA.....	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	18
2.2 OBJETIVO DO TRABALHO.....	18
2.3 HIPÓTESE	18
2.4 PRESSUPOSTOS.....	18
2.5 DELIMITAÇÕES.....	19
2.6 LIMITAÇÕES	19
2.7 DELINEAMENTO.....	19
3 revisão bibliográfica	22
3.1 O ENSAIO SPT (<i>STANDARD PENETRATION TEST</i>).....	22
3.1.1 Aplicação dos Resultados do Ensaio SPT.....	23
3.1.2 Variações de Energia e N_{spt} em Solos Granulares	24
3.2 MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA EM ESTACAS	28
3.2.1 Deformações Necessárias para Mobilização de Carga.....	30
3.2.2 Mobilização de Resistência de ponta em Estacas Metálicas.....	34
3.2.2.1 Embuchamento em Estacas Cilíndricas de Ponta Aberta.....	34
3.2.2.2 Embuchamento em Estacas de Perfil “H”	39
3.2.2.3 Embuchamento do Amostrador SPT – Hipótese do Método UFRGS	40
3.3 PROVAS DE CARGA	41
3.3.1 Tipos de Carregamento.....	42
3.3.2 Provas de Cargas Instrumentadas	45
3.3.3 Célula Osterberg.....	46
3.4 MÉTODO DE AOKI-VELLOSO	48
3.5 MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA	51
3.6 ESTIMATIVA TEÓRICA DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	53
3.6.1 Interpretação da Resistência de Ponta	53
3.6.2 Interpretação de Resistência de Fuste	60
3.6.3 Profundidade Crítica e Tensões Residuais.....	64
3.7 TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA DO ensaio SPT	66
4 CRITÉRIOS DE ANÁLISE	75
4.1 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS	75

4.2 INTERPRETAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PONTA	77
4.3 CARGA DE RUPTURA E MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA	78
4.3.1 Extrapolação da Curva Carga versus Recalque	80
4.3.2 Obtenção da Curva de Mobilização de Resistência para Carga de Ruptura	82
5 RESULTADOS E ANÁLISES	86
5.1 VERIFICAÇÃO DE parâmetros de transferência de energia	86
5.2 ESTIMATIVAS com abordagem teórica:	88
5.3 APRESENTAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DOS RESULTADOS	89
5.3.1 Quadros Resumos, Diagramas de Dispersão e Histogramas de Desempenhos	89
5.3.1.1 Quadros resumos	89
5.3.1.2 Gráficos de dispersão	90
5.3.1.3 Seleção estatística de pontos representativos	91
5.3.1.4 Histograma de desempenho dos métodos.....	92
5.3.2 Curva de Mobilização de Resistência e Curva Carga versus Recalque.....	93
5.4 ESTACAS METÁLICAS	93
5.4.1 Resultados	93
5.4.2 Análise dos resultados	102
5.4.2.1 Resistência lateral	102
5.4.2.2 Resistência de ponta	102
5.4.2.3 Resistência última e observações gerais.....	103
5.5 ESTACAS ESCAVADAS	103
5.5.1 Resultados	103
5.5.2 Análise dos resultados	114
5.5.2.1 Resistência lateral	114
5.5.2.2 Resistência de ponta	114
5.5.2.3 Resistência última e observações gerais.....	115
5.6 ESTACAS HÉLICES CONTÍNUA	115
5.6.1 Resultados	115
5.6.2 Análise dos resultados	121
5.6.2.1 Resistência lateral	121
5.6.2.2 Resistência de ponta	121
5.6.2.3 Resistência última e observações gerais.....	122
5.7 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS	122
5.7.1 Resultados	122

5.7.2 Análise dos resultados	128
5.7.2.1 Resistência lateral	128
5.7.2.2 Resistência de ponta	128
5.7.2.3 Resistência última e observações gerais	128
5.8 RESULTADO GLOBAL DOS MÉTODOS	128
6 CONSIDERAÇÕES GERAIS	139
6.1 FONTES DE VARIAÇÕES e ERROS	139
7 CONCLUSÕES	141
7.1 Estacas metálicas	141
7.2 Estacas escavadas	141
7.3 Estacas hélice contínua	142
7.4 Estacas pré-moldadas	142
7.5 Observações e comportamento em geral	142
8 INDICAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	145
REFERÊNCIAS	146
APÊNDICE A – ESTACAS METÁLICAS – RESULTADOS PROVA DE CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT	154
APÊNDICE B – ESTACAS ESCAVADAS – RESULTADOS PROVA DE CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT	168
APÊNDICE C – ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS – RESULTADOS PROVA DE CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT	190
APÊNDICE D – ESTACAS PRÉ-MOLDADAS – RESULTADOS PROVA DE CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT	197

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de fundações profundas baseado nos resultados de sondagem de simples reconhecimento combinados à penetração de amostrador SPT é um procedimento corriqueiro, consagrado e muito utilizado, seja na prática de Engenharia de Fundações brasileira, seja na prática internacional. Os métodos comumente aplicados durante esta análise se baseiam em parte no empirismo que, por sua vez, depende de confirmação e ajuste através da experiência local, gerando uma dificuldade no compartilhamento de conhecimentos oriundos de diferentes regiões. Além disto, tipos de solos do perfil de sondagem possuem importante influência nos métodos semi-empíricos e, sendo esta tarefa executada pelo sondador, evidencia-se uma potencial fonte de erro, visto que muitas vezes este profissional não é suficientemente qualificado para uma correta identificação da estratigrafia do solo.

Desenvolvido através de abordagem racional na interpretação do ensaio SPT, o método UFRGS baseia-se na quantificação e transmissão de energia gerada ao longo do ensaio, possibilitando, desta maneira, a estimativa da reação do solo em unidades de força e, logo uma padronização na interpretação de seus resultados. O método não possui fatores de ajuste em função do tipo de solo, as condições geotécnicas são capturadas pela interpretação racional do ensaio que conduz a uma força dinâmica característica do material atravessado. Assim, o método UFRGS se faz uma alternativa aos métodos semi-empíricos.

Este trabalho foi organizado, essencialmente, em revisão bibliográfica do ensaio SPT, dos conceitos estatísticos envolvidos em projetos de fundações, mobilização de carga e provas de carga em fundações profundas, além de revisões sobre métodos e teorias de previsão de carga em estacas. Apresenta um capítulo no qual são refletidos os critérios de análise, os resultados obtidos da aplicação dos métodos, bem como as principais características dos casos que compõem o banco de dados. Por fim, realiza-se uma análise dos resultados para cada tipo de estaca, comparando as previsões com estimativas obtidas através de métodos consagrados pela prática de engenharia e destacando-se possíveis fontes de variação dos resultados.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: a previsão de mobilização do atrito lateral ao longo do fuste e a resistência de ponta prevista pelo método UFRGS apresentam resultados próximos e compatíveis com os valores medidos em provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade? A relação carga prevista *versus* carga medida para o banco de dados indica alguma tendência e necessidade de novo ajuste de formulação do método? Os resultados apresentam erro e dispersão similares aos obtidos pela aplicação de métodos consagrados pela Engenharia de Fundação brasileira e por estimativa teórica de mobilização de carga?

2.2 OBJETIVO DO TRABALHO

Os objetivos principais deste trabalho são:

- a) verificação de desempenho do método estudado no que diz respeito à previsão de distribuição de atrito lateral mobilizado e a resistência de ponta fornecida pelo método UFRGS;
- b) verificação de necessidade de ajustes e novos coeficientes α e β para os diferentes tipos de estacas.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese é que o método de previsão de capacidade de carga através da análise de energia do ensaio SPT – método UFRGS – apresenta resultados compatíveis ao comportamento real de uma estaca carregada segundo a distribuição e quantificação de resistência de ponta e de atrito lateral, podendo ser utilizado para a previsão de capacidade de carga em estacas em projetos geotécnicos.

2.4 PRESSUPOSTOS

Os pressupostos deste trabalho são:

- a) a energia entregue ao amostrador de solo durante o ensaio SPT, nas distintas práticas internacionais, difere basicamente em função do peso linear das barras

que ligam o martelo ao amostrador e da eficiência do golpe nas suas distintas práticas de execução;

- b) a distribuição de atrito lateral ao longo do fuste e a resistência de ponta mobilizada em provas de carga independem das velocidades e ciclos de carregamentos adotadas por diferentes normas, desde que as provas de carga sejam do tipo estática;
- c) os parâmetros de eficiência do ensaio SPT (η_2 e η_3) medidos e propostos para a prática brasileira podem ser extrapolados a outras práticas;
- d) os diferentes tipos de carregamento em provas de carga do tipo estática influenciam o desempenho das provas de carga e elevam a dispersão dos resultados, mas não impedem a construção de um banco de dados representativo das práticas nacional e internacional;
- e) os métodos de Décourt & Quaresma e Aoki-Velloso podem ser generalizados para diferentes regiões e fornecem previsões aceitáveis de capacidade de carga em estacas.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à comparação dos resultados do método UFRGS com os resultados de mobilizações de resistência ao longo do fuste de provas de carga instrumentadas e estáticas, e também à aplicação de apenas 2 métodos semi-empírico representativos da prática de Engenharia de Fundações brasileira e 1 método teórico de mobilização de carga nas estacas.

2.6 LIMITAÇÕES

O trabalho sofreu limitações, pois não considerou, nas análises, detalhes específicos e particulares da execução das provas de carga e tipos de solos. Além disso, o número de provas de cargas analisadas foi função da disponibilidade e viabilidade de obtenção de dados na bibliografia.

2.7 DELINEAMENTO

O delineamento da pesquisa seguiu as seguintes etapas:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) aplicação dos métodos;
- c) análise dos resultados parciais;
- d) complementação de dados;

- e) análise global;
- f) conclusões.

Para uma melhor compreensão do delineamento deste trabalho, um esquema gráfico é apresentado na Figura 1 na qual as etapas são detalhadas a seguir.

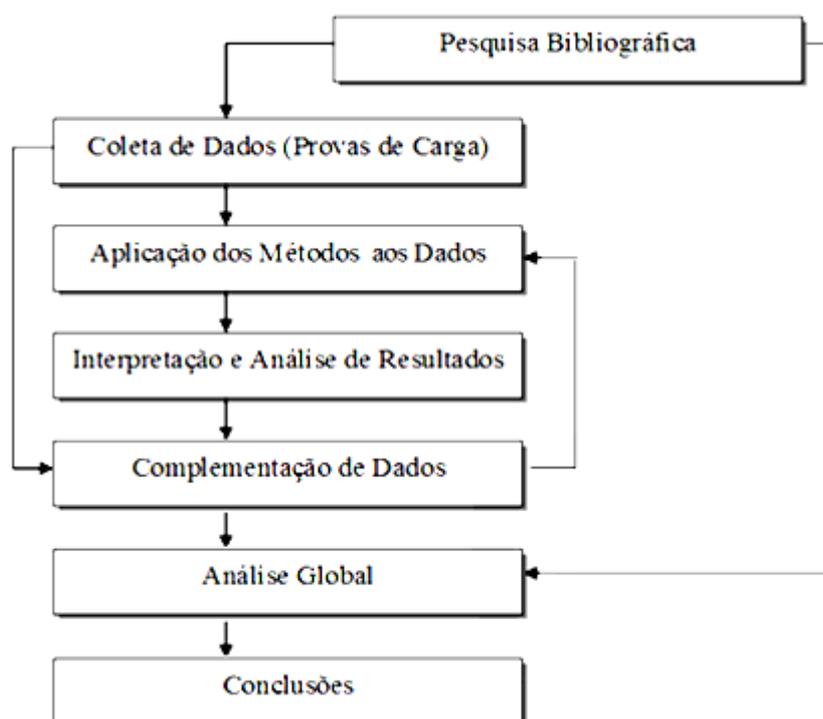


Figura 1– delineamento da pesquisa (fonte: elaborado pelo autor)

A etapa de pesquisa bibliográfica constituiu-se de um processo extensivo e de fundamental importância neste trabalho, pois além de revisão bibliográfica e montagem da metodologia para interpretação teórica, a etapa também englobou vasta pesquisa para a obtenção de dados de provas de carga que serviram como valores de entrada das análises. A etapa de aplicação dos métodos compreendeu a fase onde foram analisados o método UFRGS e os métodos comparativos.

De posse dos resultados gráficos e estatísticos de aplicação dos métodos, executou-se uma breve análise quanto ao número, dispersão dos resultados e critérios de análises. Após foi realizado complementação de dados e simulações para um melhor entendimento dos casos. A análise global refere-se aos resultados obtidos após a aplicação dos métodos ao banco de dados coletado. Por fim, a etapa de conclusões resume as principais características que foram

observadas. O desenvolvimento conjunto do trabalho é resumido no quadro 1, que apresenta o cronograma de cada uma das etapas de pesquisa.

Quadro 1 – cronograma da pesquisa (fonte: elaborado pelo autor)

Etapas	Meses de 2011/2012												
	jan	fev	mar	abr	maio	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	jan
Geração de Programas e Sistematização													
Pesquisa Bibliográfica													
Coleta de dados													
Aplicação dos Métodos													
Análise dos Resultados													
Complementação de Dados													
Análise Global													
Conclusões													

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 O ENSAIO SPT (*STANDARD PENETRATION TEST*)

A prática da Engenharia de Fundações, bem como a Geotecnia brasileira em geral, está fortemente ligada ao ensaio de simples reconhecimento à percussão, padronizado pela norma NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Apesar das críticas, o ensaio de campo é o mais utilizado nacionalmente e internacionalmente, pois possui simplicidade de execução, baixo custo, além de uma grande experiência acumulada pelo uso recorrente.

O ensaio consiste, sumariamente, na cravação de um amostrador cilíndrico, padrão de 45 cm de comprimento, ao longo da profundidade do terreno. Na cravação, o amostrador recebe na sua parte superior uma onda de energia transmitida por hastes metálicas, sendo esta energia proveniente da queda de um martelo de 65 kg a uma altura de 75 cm. O valor de N_{spt} – parâmetro de resistência – é oriundo da contagem do número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador. O amostrador é cravado a cada metro de profundidade e antecede a remoção de material através de um trado helicoidal, ou o avanço da profundidade com o auxílio de um trépano de lavagem com circulação de água. Quando as paredes do furo não apresentam resistência suficiente para manterem-se integras, é utilizado revestimento constituído de um tubo cravado de 2,5 polegadas de diâmetro.

Muitos países possuem normalização própria, como é o caso do Brasil. Outros utilizam ou o padrão norte-americano normalizado pela ASTM D 1.586-67 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1974) ou padrão internacional considerado como referência (*International Reference Test Procedure – IRTP / ISSMFE*) (SCHNAID, 2000).

Segundo Schnaid (2000), para dois ensaios diferentes realizados no mesmo local e dentro da técnica recomenda, existem diferenças. Elas devem-se à técnica de cravação, ao equipamento e ao procedimento do ensaio. O autor salienta que fatores relacionados à técnica de escavação são os que levam a maiores dispersões nos resultados, citando, como exemplos, o uso de lama bentonítica e a perfuração revestida e não preenchida totalmente com água. Quanto ao equipamento, as condições de conservação e os mecanismos de acionamento estão entre os fatores que influenciam na transferência de energia do martelo até o amostrador. Porém, deve-se salientar que para um mesmo equipamento e prática, as características de drenagem do

material ensaiado são importantes na dissipação de poros-pressões e logo, influenciam no parâmetro N_{spt} .

Inúmeros são os trabalhos que objetivam a padronização de energia do ensaio (SCHMERTMANN, 1979, SCHMERTMANN; PALACIUS, 1979). Assim, de modo a uniformizar os procedimentos de diferentes práticas, mede-se a eficiência do golpe em relação à percentagem da energia teórica transmitida. No Brasil, a energia de cravação fica em torno de 70% da energia teórica, já para a prática norte-americana e europeia essa energia fica em 60%. Sendo assim, há uma tendência, internacional, de se corrigir os resultados para 60% de eficiência do sistema, o que leva a uma majoração dos resultados nacionais (SCHNAID, 2000, SEED et al., 1985, SKEMPTON, 1986).

Segundo Lobo (2009), a transferência de energia teórica do martelo até o amostrador não se dá de forma direta, assim a simples conversão de eficiência do golpe do martelo é uma medida simplista e que pode levar a erros significativos. A autora também destaca que a energia e a forma de cravação do amostrador são influenciadas pela geometria do martelo, ou seja, mesmo que a eficiência do golpe seja a mesma, o parâmetro N_{spt} – índice de resistência à penetração – varia para as diferentes práticas.

3.1.1 Aplicação dos Resultados do Ensaio SPT

Existem inúmeras interpretações e correlações feitas para os resultados obtidos do ensaio SPT (CLAYTON, 1995). Schnaid (2000) relata que os métodos existentes na literatura para a previsão da capacidade de carga são de modo geral divididos em métodos teóricos, ou racionais, e semi-empíricos, ou expeditos. Os métodos racionais são comumente restritos a situações peculiares de solitação e de solos, bem como dependentes de parâmetros de difícil obtenção, que muitas vezes tem sensibilidade no resultado final. Já os métodos semi-empíricos apresentam uma maior versatilidade, uma facilidade de aplicação e conta com experiência acumulada, além disto, costumam ser correlacionados com o ensaio SPT, que, por sua vez, é o ensaio obrigatório pela norma brasileira. Tais vantagens tornam estes métodos os mais populares entre os projetistas.

Os métodos semi-empíricos recebem esta denominação por possuírem correlações de ajustes estatísticos, o que torna seus resultados finais fortemente ligados à amostra testada, ou seja, ligados às práticas, as experiências locais e as condições de aplicação. Apesar desta limitação,

o que se percebe é a generalização desses métodos para diferentes regiões e solos distintos sem que antes sejam gerados parâmetros adequados à realidade local. Por esses métodos apresentarem dependência do tipo de solo e sendo este registrado, na maioria das vezes, pelo sondador – profissional nem sempre qualificado –, fica evidente uma potencial fonte de erro dos ensaios, o que poderá gerar dispersão e erro na estimativa de capacidade de carga.

Dentre os métodos de avaliação do atrito lateral no fuste e de resistência de ponta em estacas, foram empregados, neste trabalho, os métodos semi-empíricos de Décourt & Quaresma (1978) e o método de Aoki-Velloso (1975) por estarem entre os métodos mais utilizados no País. Além dos métodos semi-empíricos, também foram realizadas estimativas de resistência através de abordagem teórica de mobilização de atrito lateral baseado na teoria de capacidade de carga associada à aplicação da teoria de expansão de cavidade de Vesic (1972) para a estimativa teórica da resistência de ponta.

3.1.2 Variações de Energia e N_{spt} em Solos Granulares

Diversos estudos numéricos foram realizados na tentativa de estudar mecanismos associados a ensaio de penetração (HEEREMA; DE JONG, 1979; DEEKS, 1992; LIYANAPATHIRANA et al., 1998). De particular importância, destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Lobo (2005, 2009) que serviram de base da presente pesquisa.

Lobo (2009) desenvolveu uma rotina de simulação numérica para modelar mecanismos de reação de amostradores cravados em solos granulares durante a execução de ensaios dinâmicos. Para esta rotina, a autora considerou a teoria de expansão de cavidades (VESIĆ, 1972), os conceitos de conservação de energia e equações de equilíbrio dinâmico.

A partir de uma série de simulações numéricas de perfis hipotéticos com diferentes compacidades, Lobo (2009) avaliou os efeitos da geometria do martelo (diferentes padrões internacionais), eficiência do golpe (Quadro 2) e características da composição de hastes, considerando os efeitos das ondas de compressão e a contribuição dos diversos ciclos de carregamento gerados durante a cravação de amostradores SPT. A Figura 2, a Figura 3 e a Figura 4 expressam, respectivamente, os ciclos de carregamento, a energia total e o efeito na cravação do amostrador, nas figuras supracitadas, solo A corresponde a areias fofas e o solo C a areias densas.

Quadro 2 – Variação da eficiência da energia transferida à composição de hastes de acordo com as práticas de diferentes países (fonte: LOBO, 2009).

País	Martelo	Mecanismo operacional	Eficiência (%)
Brasil	pino-guia	manual	72 - 76
China	Automático	queda livre	60
	Donut	manual	55
	Donut	manual	50
Colômbia	Donut	cathead	50
Japão	Donut	tombi	78 - 85
	Donut	cathead (2 voltas)	65 - 67
Inglaterra	Automático	queda livre	73
EUA e Canadá	Safety	cathead (2 voltas)	55 - 60
	donut	cathead (2 voltas)	45
Venezuela	donut	cathead	43

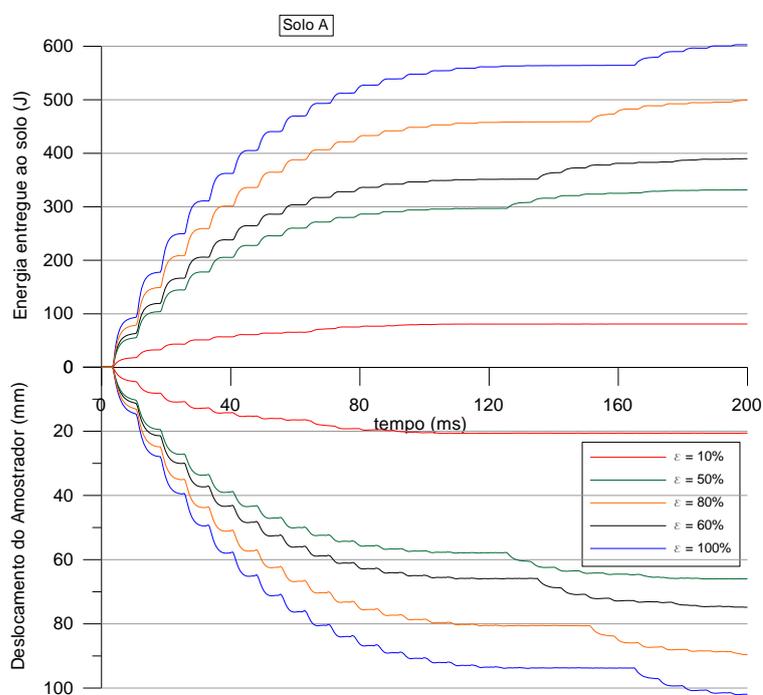


Figura 2 – Energia entregue ao solo tipo A e penetração do amostrador para sistemas de diferentes eficiências do golpe (ϵ_g) (fonte: LOBO, 2009)

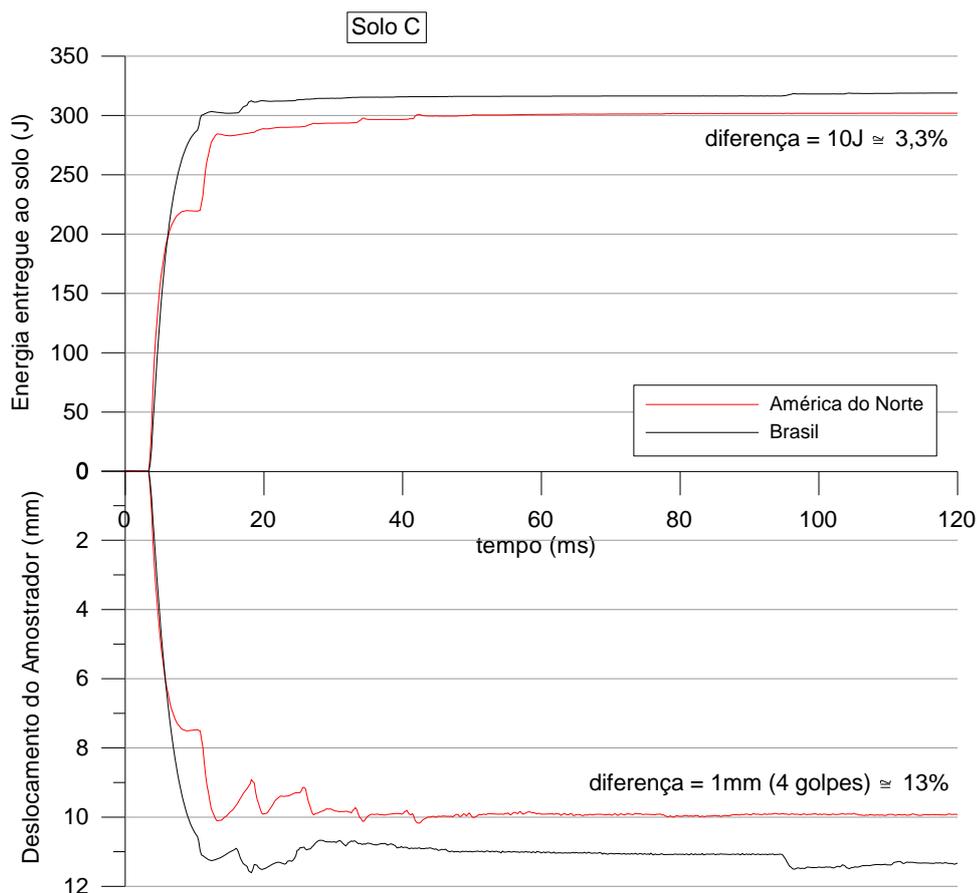


Figura 3 – Variabilidade da energia entregue ao solo e o da penetração por golpe – Solo C (fonte: LOBO, 2009)

Das conclusões e das considerações realizadas pela autora, citam-se as seguintes:

- a) a compacidade do material atravessado produz variações no número de ciclos de carregamento necessários para a completa penetração de amostradores SPT no solo. Em solos densos, a penetração é caracterizada por poucos ciclos de carregamento para consumir a energia inserida no sistema. Já em perfis de solos fofos, a penetração é caracterizada por diversos ciclos de carregamento para consumir toda a energia inserida no sistema;
- b) composições de hastes de diferentes seções transversais produzem diferenças de mecanismo de transferência de energia. Ensaio SPT executados com hastes de reduzida seção transversal, como hastes AWJ tipicamente utilizadas no Brasil, em perfis densos resultam em N_{spt} menores que os sistemas executados com composições de hastes robustas (AW ou NW). Já em solos fofos, a variação de peso linear das hastes, altera a energia potencial gravitacional do sistema a contribuição de hastes produz um aumento da energia entregue ao solo em composições de hastes robustas que reduzem o índice de resistência à penetração;
- c) as diferentes características de geometrias de martelos tipicamente utilizados em diferentes práticas (martelos chatos e martelos esbeltos) produzem variações nos mecanismos de transferência de energia, e podem alterar o valor do parâmetro N_{spt} em até 10% no caso de solos compactos;

- d) a padronização dos resultados de ensaios de diferentes práticas para uma eficiência de 60%, proposta por Seed et al. (1985), produz valores errôneos dependendo do tipo de solo e da eficiência do sistema. A partir dessa abordagem, Lobo (2009) concluiu que em solos fofos podem ocorrer erros superiores a 10% nos valores de N_{60} medidos para sistemas com eficiência inferior a 40% ou superior a 85% e que em solos de compactação média e densa, os erros associados à previsão de N_{60} atingem valores superiores a 10% somente para sistemas com eficiência inferior a 40%. A partir desta análise a autora propôs a (Equação 1 visando complementar a solução de Seed et al. (1985) para solos de diferentes compacidades.

$$N_{60} = N \left(\frac{ER_r}{0.60} \right)^{0,3 \cdot D_r + 0,7} \quad (\text{Equação 1})$$

onde:

N_{60} = índice de resistência à penetração para a energia de referência;

N = índice de resistência à penetração;

ER_r = porcentagem da energia potencial teórica do martelo;

D_r = densidade relativa da areia.

Mantendo a geometria e característica de cada prática, Lobo (2009) simulou ensaio SPT comparando o equipamento utilizado na prática brasileira com o utilizado na prática norte americana, ambas com eficiência de 60%. Os resultados apresentados desta análise estão ilustrados na Figura 4 que mostra a energia entregue ao solo e a penetração resultante. Desta figura evidencia-se que a penetração resultante pode sofrer grandes variações mesmo que sejam entregues ao solo quantidades de energia iguais. Por fim, a autora chama atenção da necessidade da utilização de abordagens fisicamente consistentes na interpretação de ensaios dinâmicos.

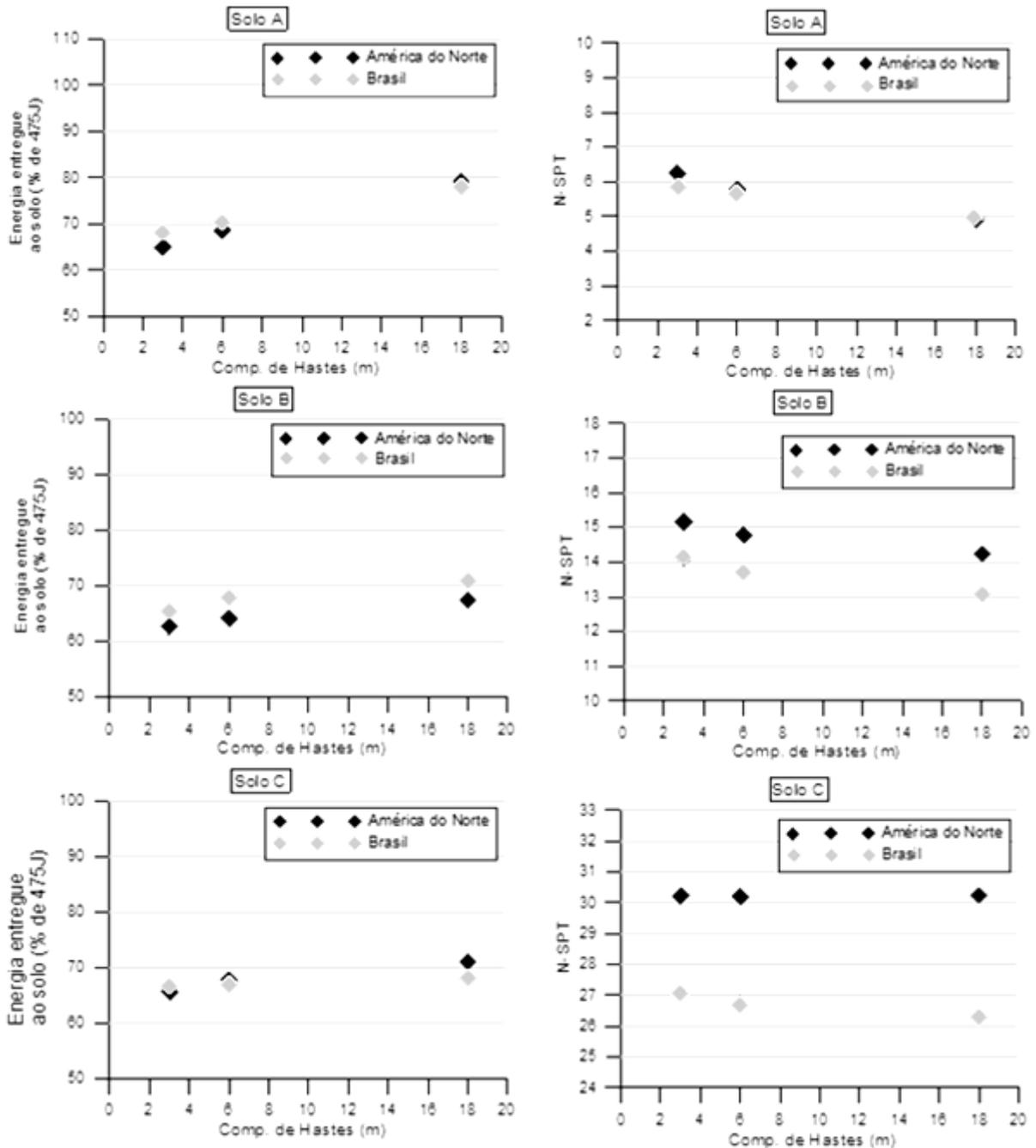


Figura 4 – Variabilidade da energia entregue ao solo e a conseqüente influência no valor do índice de resistência à penetração (fonte: LOBO, 2009)

3.2 MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA EM ESTACAS

Uma estaca submetida à compressão axial – foco deste trabalho – resiste ao carregamento imposto através da geração de tensões de cisalhamento ao longo do fuste e tensões normais atuantes na ponta. “As verificações experimentais de capacidade de carga apresentam resultados em termos de gráficos carga-recalque, onde a inexistência de condições claras de

ruptura se constituem em regra geral.” (DÉCOURT et al., 1998, p. 266). Segundo De Beer (1988 apud DÉCOURT et al., 1998, p. 266), as rupturas podem ser dadas por duas formas, a física e a convencional. A primeira é definida como o limite da reação do acréscimo do recalque da ponta da estaca (Δs_B) pelo aumento de carga (ΔQ), tendendo ao infinito (Figura 5):

$$Q_{uu} = Q \text{ para } \Delta s_B / \Delta Q = \infty \quad (\text{Equação 2})$$

onde:

Q_{uu} = carga última de ruptura física.

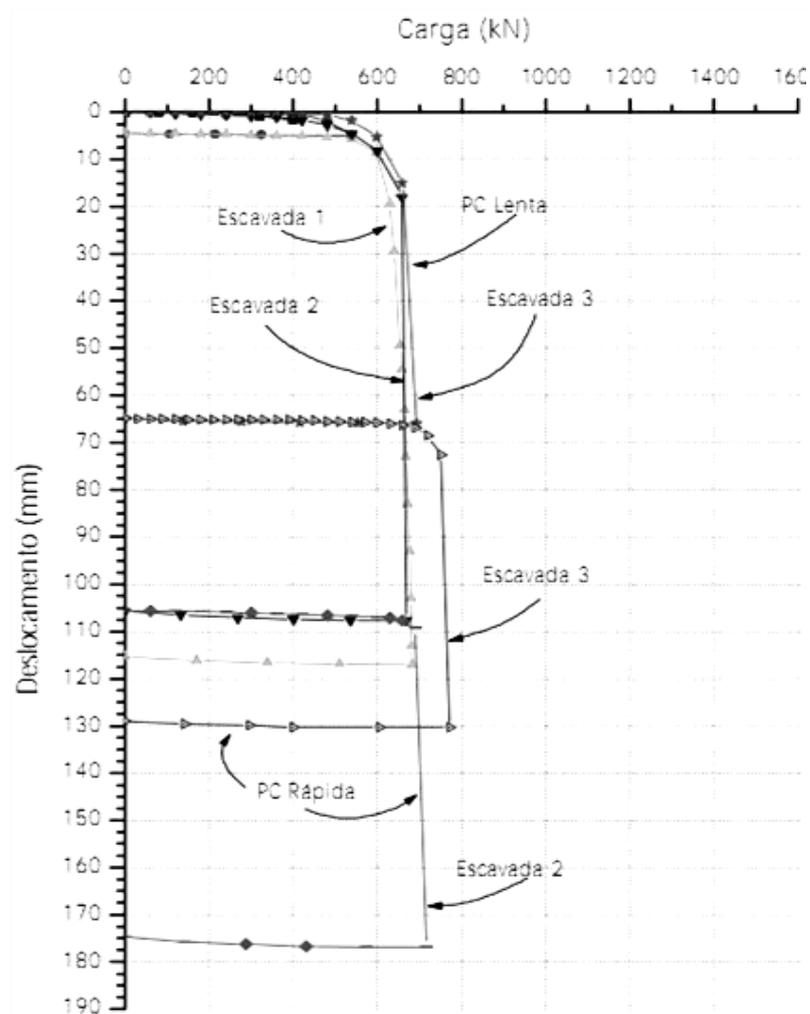


Figura 5 – rupturas físicas (fonte: ALMEIDA NETO, 2002)

Destaca-se que, pela maneira proposta pela (Equação 2), o infinito só se daria quando a curva carga *versus* deformação atingisse uma verticalidade gráfica, como isso nem sempre é observado na prática, valores acentuados de inclinação deste trecho, são considerados como sendo verticais e, portanto, válida a (Equação 2). As rupturas de fundações profundas que apresentam picos de resistência ou rupturas do elemento de fundação também são caracterizadas por ruptura física.

Na Figura 6, tem-se exemplo de ruptura convencional expressa pela curva carga *versus* deformação de uma prova de carga estática estabelecida de acordo com o critério da NBR 6122:1996 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996) que se mantém válido pela norma NBR 6122:2010 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

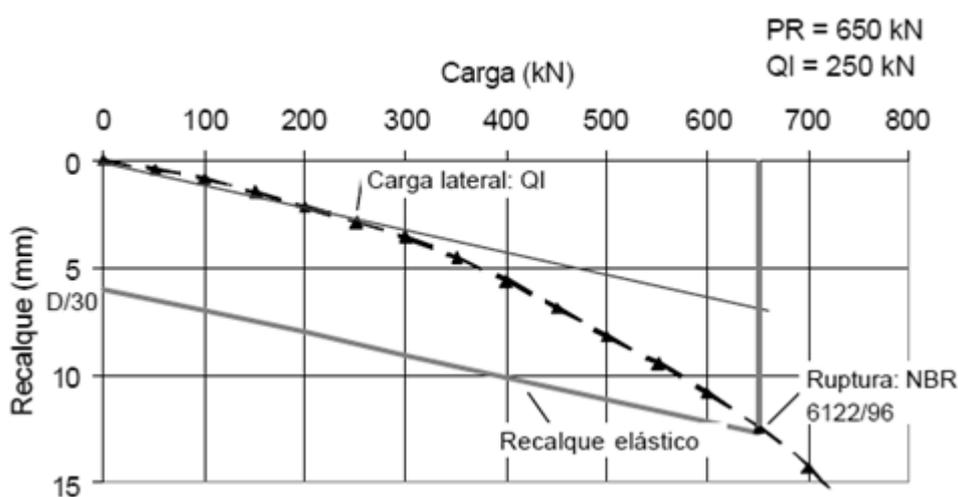


Figura 6 – exemplo de ruptura clássica (fonte: LOBO, 2005)

3.2.1 Deformações Necessárias para Mobilização de Carga

Sabe-se que as parcelas de atrito e de ponta são mobilizadas em diferentes níveis de deformações, porém é preciso definir a ordem de grandeza para que se possam avaliar as mobilizações destas parcelas de resistências na carga de ruptura definida.

De modo geral, a mobilização de atrito lateral é frequentemente atribuída ao trecho linear inicial da curva carga *versus* recalque (trecho de deformações elásticas), e logo após, iniciam-se as deformações plásticas associadas à mobilização da resistência de ponta.

Diversos autores relatam que o atrito lateral, entre a estaca e o solo, se desenvolve plenamente para deformações pequenas, enquanto a reação de ponta necessita de deformações muitíssimo maiores para mobilizar-se (DÉCOURT et al., 1998; POULOS, 1980). Os autores citam, também, faixas de deformação de 0,5% a 2% do diâmetro da estaca para argilas e de 1 a 3% em solos granulares para o pleno desenvolvimento da carga de atrito lateral, e de maneira a acrescentar particularidades desta distribuição, relatam que: “Quanto mais rígida a estaca e quanto maior a rigidez dos solos sob sua ponta, maior será a deformação necessária à plena mobilização do atrito lateral.”. Para exemplificar a relação entre o recalque e a carga em estacas, têm-se na Figura 7 esboços do formato das curvas de recalque *versus* carga para estacas compridas e curtas na argila de Londres. Desta forma, fica evidente que não só o tipo de solo, de processo executivo e de área e perímetro da estaca são importantes na razão entre resistências mobilizada de atrito lateral e de ponta, mas também as características do solo na ponta.

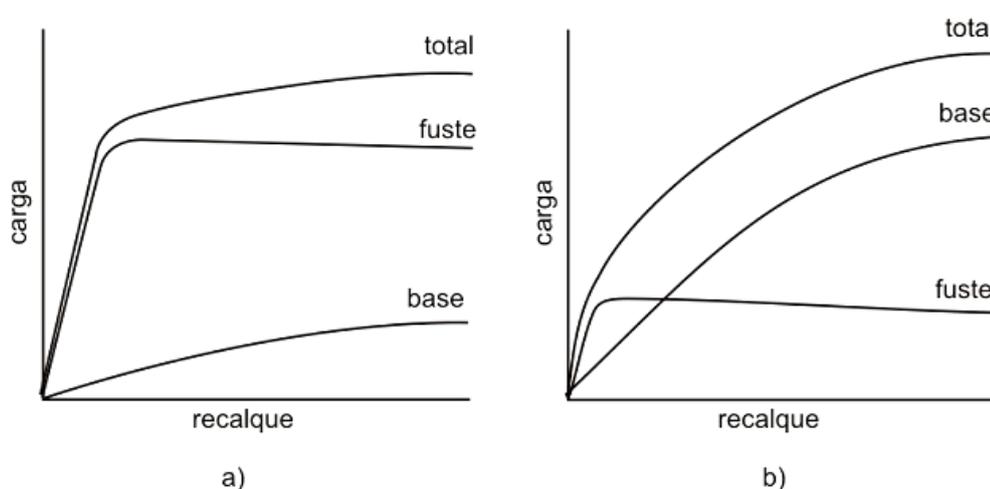


Figura 7 – (a) relação carga-recalque para uma estaca com fuste reto e comprido na argila de Londres; (b) relação carga-recalque para uma estaca curta, com base alargada na argila de Londres (fonte: BURLAND; COOKE, apud VELLOSO; LOPES, 2002)

Para uma estimativa de resistência de ponta e atrito lateral existem métodos gráficos aplicados à curva carga *versus* deformação medidas junto ao topo da estaca em provas de carga. Estes métodos são frequentemente aplicados, pois o valor real atribuído às parcelas de ponta e atrito lateral só poderia ser medido através de equipamentos em estacas instrumentadas. Visando um melhor entendimento do método e maior confiabilidade dos resultados, o presente

trabalho utiliza apenas provas de cargas realizadas em estacas instrumentadas em profundidade.

Das informações anteriormente expostas, observa-se que a definição de ruptura da norma NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) é apenas uma generalização das resistências mobilizadas em função das deformações. O critério indica uma deformação mínima (deformação plástica) igual ao diâmetro do círculo circunscrito à estaca dividido por 30, ou seja, no mínimo 3,33% do diâmetro da estaca, o que por si só garante a mobilização total do atrito.

Com exceção de ruptura física, sempre se terá de atribuir uma deformação máxima para avaliar a contribuição da resistência de ponta. Décourt et. al.(1998, p. 278) relatam que “No caso de estacas escavadas não há propriamente ruptura física, pelo menos até que deformações da ordem de grandeza do diâmetro da estaca”. Citando trabalhos de Véssic (1975) e De Beer (1988) os autores descrevem que ocorre uma espécie de amassamento progressivo do solo, sendo a carga de ruptura convencional em areia definida como a carga correspondente a uma deformação do seu topo de 30% do seu diâmetro.

Para estacas de deslocamento em qualquer solo e estacas escavadas em argilas, a ruptura convencional ocorre quando se tem um recalque igual a 10% do diâmetro, e em estacas escavadas em solos granulares, a ruptura convencional se dá com 30% do seu diâmetro (DÉCOURT et al., 1998, p. 284, 285).

Para baixo a moderados níveis de recalques, a relação carga recalque de uma estaca de deslocamento e de uma estaca sem deslocamento são significativamente diferentes (De Beer 1984, 1988 apud SALGADO ET AL., 2002). A instalação de estacas de deslocamento causa mudanças consideráveis no estado do solo que se encontra no entorno da estaca. Logo o solo responderá mais rigidamente do que quando comparado com uma estaca sem deslocamento ou de baixo deslocamento (SALGADO et al., 2002).

Fellenius (2001) ao analisar provas de cargas realizadas com células Osterberg relatou que o procedimento, que vem se tornando cada vez mais popular, não apenas confirma o fenômeno de que o atrito lateral se desenvolve para baixos níveis de deformação, mas que também é independente do diâmetro da estaca.

Do então exposto, constata-se que a mobilização da ponta é um problema a ser analisado a médios a grandes deslocamentos, porém tem-se na norma brasileira um critério para baixos deslocamentos. Frequentemente, em estruturas reais são aplicadas estacas da ordem de 1 m de diâmetro, caso esta estaca esteja em areia se terá um recalque da ordem de 30 cm para que a sua resistência seja inteiramente mobilizada. Para a grande maioria das estruturas, um recalque da ordem de 30 cm poderia facilmente ocasionar elevadas distorções angulares ou colocar a estrutura a elevados riscos de colapso, logo a norma, ao adotar níveis baixos de recalques, estabelece cargas admissíveis relacionadas com recalques compatíveis às aceitabilidades das estruturas.

Na aplicação dos métodos de previsão de capacidade de carga de estacas, observa-se em geral maior precisão e confiabilidade nas estimativas de atrito lateral que depende da parcela ficcional e da adesão mobilizadas ao longo do fuste. A resistência de ponta é função de vários fatores, em particular do embutimento da estaca em solo resistente. Estes motivos levaram o autor Fellenius (1999) a descrever que a previsão de capacidade de carga na ponta da estaca é na verdade uma ilusão e que também não existe, com fundamentos comuns, para fundações rasas.

Sabe-se que as condições de instalação de uma estaca modificam o solo em seu entorno, assim os diferentes tipos de estacas podem ser classificados em relação ao seu processo de instalação. Estacas executadas através de cravação ou vibração são classificadas como estacas de deslocamento, pois ao penetrarem no subsolo, deslocam o mesmo adjacientemente e acabam, para fins práticos, por densificar o material atravessado. Já os tipos de estacas que se tem retirada de solo são chamadas de estacas sem deslocamento. Frequentemente, estacas metálicas de seção aberta como perfis “H” ou tubos vazados e de ponta aberta são utilizadas, nesses casos, as estacas são classificadas como estacas de baixo deslocamento.

Para baixo a moderados níveis de recalques, a relação carga recalque de estacas de deslocamento e de estacas de não deslocamento são significativamente diferentes (De BEER 1984, 1988 apud SALGADO ET AL., 2002). Esta diferença é devida ao processo de instalação, pois muitas das estacas metálicas não possuem seção cheia como em outros tipos de estacas. A instalação de estacas de deslocamento causa mudanças consideráveis no estado do solo que se encontra no entorno da estaca. Logo o solo responderá mais rigidamente do

que quando comparado com uma estaca sem deslocamento ou de baixo deslocamento como é o caso das metálicas de seção vazada (SALGADO, 2006).

3.2.2 Mobilização de Resistência de ponta em Estacas Metálicas

O método UFRGS é baseado na relação entre protótipo (estaca metálica) e modelo (amostrador). Com exceção de relações de efeito de escala, as estacas metálicas não apresentam coeficientes empíricos de estimativa de atrito lateral e de resistência de ponta. A seguir segue revisão de mobilização de resistência em estacas metálica.

3.2.2.1 Embuchamento em Estacas Cilíndricas de Ponta Aberta

Na prática de fundações, as estacas metálicas de seção circular são muito utilizadas, dentre elas citam-se dois tipos, tubos circulares vazados e abertos na extremidade, e tubos circulares vazados, mas com ponta fechada a partir de uma espessa chapa de aço soldada na base do tubo (neste caso, o solo não penetrará dentro da estaca e sua cravação será análoga a uma estaca de deslocamento).

Conforme uma estaca metálica cilíndrica de ponta aberta é cravada, o solo penetra em seu interior. Esta penetração pode ser igual ou menor do que o comprimento da parte cravada da estaca. O embuchamento da estaca se dá em função desta penetração, sendo assim, pode-se ter estacas embuchadas, não embuchadas e parcialmente embuchadas PAIKOWSKI et al (1989, apud SALGADO ET AL., 2002). O autor também relata que se pode observar as três condições durante o processo de cravação da estaca.

Estacas cilíndricas de ponta aberta possuem um comportamento mais complexo do que as de ponta fechada e fornecem, geralmente, uma resposta intermediária entre uma de deslocamento e uma sem deslocamento (SALGADO et al., 2002).

Com o avanço da penetração, a formação do embuchamento tende a evoluir, a mobilização de atrito lateral na superfície interna progride e densifica a parte de baixo do solo embuchado. Entretanto, parte do solo continua a penetrar no interior da estaca, caracterizando assim, o embuchamento parcial. Finalmente, com a continuidade da cravação, a intrusão de solo é barrada devido ao alto atrito lateral e à alta rigidez do solo embuchado. O comportamento neste estágio é praticamente idêntico ao das estacas de ponta fechada, assim a cravação é chamada de embuchada e análoga a estacas de ponta fechada deste estágio em diante.

Em estacas cilíndricas pode-se conferir a penetração do solo através de artifícios como um peso dentro da estaca ligado por um fio até o lado externo da estaca, assim registra-se o processo de embuchamento da estaca. Moh (1994) cita que extensivos trabalhos a respeito deste fenômeno foram realizados, e que a capacidade de carga em estacas de ponta aberta é de apenas 60% das resistências desenvolvidas em estacas de ponta fechada, mesmo para as estacas que apresentam um embuchamento efetivo.

Na Figura 8 Salgado (2006) mostra um gráfico modificado de Lee et al. (2003) onde é expresso a relação de dados experimentais de embuchamento em areias. No gráfico IFR (*incremental filling ratio*) significa a razão incremental de preenchimento e é definido pela (Equação 3):

$$IFR = \frac{dL_P}{dL} \quad (\text{Equação 3})$$

onde:

L_p = comprimento embuchado

L = comprimento de penetração da estaca.

Desta relação, tem-se o valor de IFR igualado a 1 em condições perfeitamente não embuchamento, e $IFR=0$ para um embuchamento perfeito.

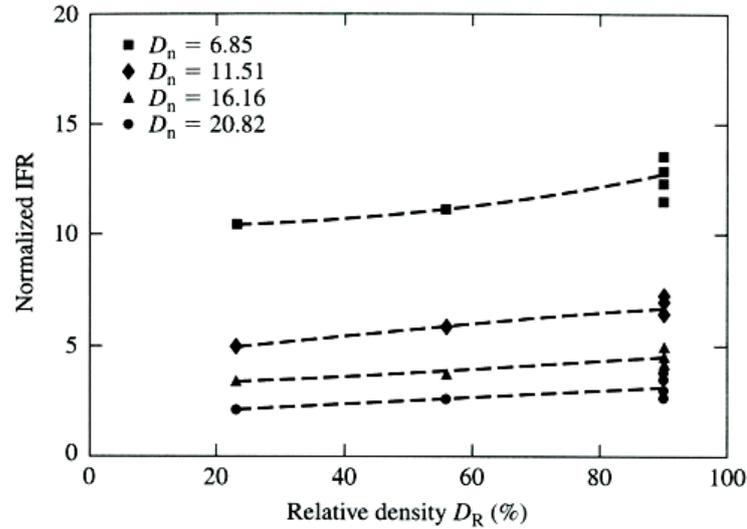


Figura 8 – gráfico para estimativa da razão incremental de enchimento (IFR) (fonte: LEE et al., 2003 apud SALGADO, 2006)

No gráfico anterior, NIFR representa a razão incremental de enchimento normalizada que é definida na (Equação 9).

$$NIFR = 100 \frac{IFR}{D_n} \quad (\text{Equação 4})$$

onde:

NIFR = razão incremental de enchimento normalizada;

D_n = profundidade cravada normalizada (Equação 5).

$$D_n = \frac{\text{profundidade cravada}}{\text{diâmetro interno da estaca}} \quad (\text{Equação 5})$$

O valor de IFR diminui com o acréscimo de densidade relativa, acréscimo de tensões horizontais e com o decréscimo do diâmetro da estaca (SALGADO, 2006).

Salgado et al. (2002) relata que a mobilização da ponta de uma estaca aberta, carregada estaticamente, é definida pela resistência do embuchamento somada com a resistência do anel formado pela seção real da estaca, conforme (Equação 6):

$$Q_b = Q_{plug} + Q_{ann} \quad (\text{Equação 6})$$

onde:

Q_b = capacidade de base;

Q_{plug} = capacidade devido ao embuchamento;

Q_{ann} = capacidade devido ao anel.

Projetos de estacas cilíndricas de ponta aberta podem ser realizados, de forma conservadora, usando parâmetros de estacas escavadas, (LEHANE; RANDOLPH, 2002, apud SALGADO 2006). Nesta abordagem, caso a resistência do embuchamento for menor que a resistência da estaca escavada, o anel de aço da estaca compensa a perda devido à compressão do embuchamento.

Em mesma obra, o autor salienta que estacas com diâmetro maiores do que 500 mm, cravadas em areias, costumam penetrar de forma perfeitamente não embuchadas.

Randolph et al. (1991, apud SALGADO ET AL., 2002) sugeriram uma formulação de equilíbrio uni-dimensional para a resistência do solo embuchado. A Figura 9 ilustra os esforços envolvidos e as equações compreendidas entre a (Equação 6) e a (Equação 9) as relações entre os mesmos:

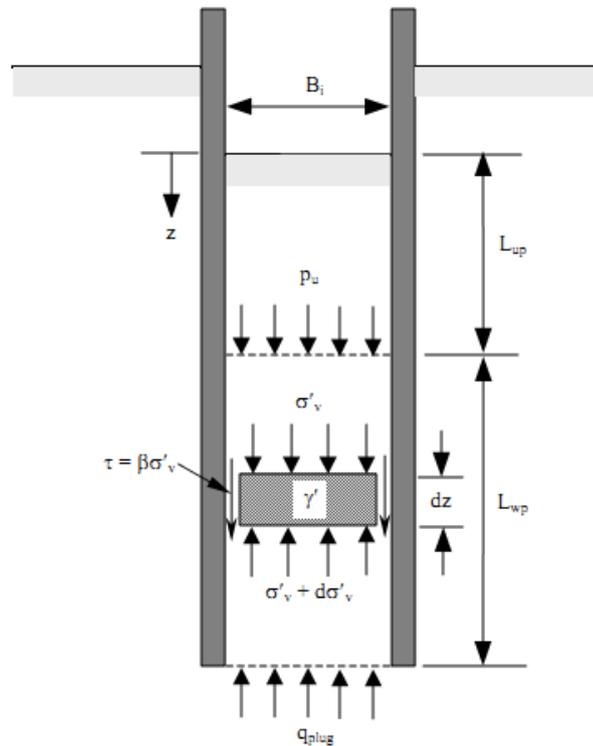


Figura 9 – tensões no solo embuchado para estacas de ponta aberta
(fonte: Randolph et al. 1991, apud SALGADO ET AL. 2002)

$$\frac{d\sigma'_v}{dz} = \gamma' + \frac{4}{B_i} \beta \sigma'_v \quad (\text{Equação 7})$$

onde:

σ'_v = tensão vertical efetiva no solo embuchado;

B_i = diâmetro interno da estaca;

γ' = peso específico do solo embuchado;

β = razão de tensão cisalhante entre o solo embuchado e a superfície interna da estaca para σ'_v .

Integrando a equação anterior, a tensão (σ'_v) dentro do solo embuchado e a resistência total do embuchamento (Q_{plug}) obtém-se:

$$\sigma'_v = \left(p_u + \frac{\gamma' B_i}{4\beta} \right) \exp\left(\frac{4\beta}{B_i} z\right) - \frac{B_i}{4\beta} \gamma' \quad (\text{Equação 8})$$

Então:

$$\frac{q_{plug}}{\gamma' L_{wp}} = \left[\frac{L_{up}}{L_{wp}} + \left(\frac{B_i}{L_{wp}} \right) \frac{1}{4\beta} \right] \exp\left(\frac{4\beta L_{wp}}{B_i}\right) - \left(\frac{B_i}{L_{wp}} \right) \frac{1}{4\beta} \quad (\text{Equação 9})$$

onde:

p_u = carregamento devido ao solo embuchado não encunhado;

L_{wp} e L_{up} = comprimentos encunhado e não encunhado.

Segundo Salgado et al. (2002) a fórmula proposta é uma análise atrativa para o embuchamento, porém a formulação requer estimativas de L_{wp} e β , cujo apresentam dificuldades para serem obtidos.

3.2.2.2 Embuchamento em Estacas de Perfil “H”

Salgado (2006) afirma que o fenômeno de embuchamento não ocorre para perfis “H” cravados em areia, assim tem-se para atrito lateral, toda a área disponível do perfil e para a base, apenas a área efetiva de aço. Já para argilas moles o embuchamento ocorre, assim deve-se considerar a área formada pelo contorno do retângulo envolvente à seção e para resistência lateral a área formada pelo perímetro do mesmo retângulo. No caso de estacas cravadas em argilas rijas, o autor propõe utilizar a área do retângulo envolvente para a resistência de ponta e a área lateral total do perfil para resistência de atrito (Figura 10).

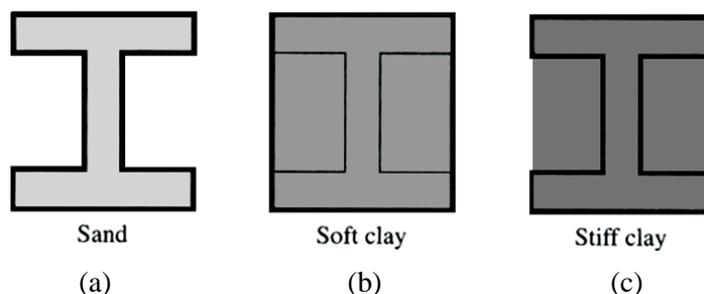


Figura 10 – áreas para cálculo de base e resistência lateral para uma estaca de perfil “H” (a) areia, (b) argila mole e (c) argila rijá. Linhas sólidas indicam área para cálculo de atrito lateral; área sombreada para cálculo de resistência de ponta. (fonte: SALGADO, 2006)

O ganho de área usado para calcular a resistência de ponta é tanto que alguns autores consideram a área de ponta igual à área retangular que circunda estacas em perfis metálicos do tipo “T” ou “H” (ALONSO, 1998). Entretanto, tal hipótese deve ser cuidadosamente avaliada visto que o embuchamento da seção não pode ser medido e confirmado e eventualmente não ocorrer, além de não ser equivalente a estacas de pontas fechadas.

3.2.2.3 Embuchamento do Amostrador SPT – Hipótese do Método UFRGS

O processo de embuchamento de uma estaca pode ser considerado análogo ao processo de embuchamento do amostrador SPT, assim, Lobo (2002) ao analisar a mobilização de resistência no amostrador, adotou por hipótese o embuchamento do amostrador quando este atravessa a região da ponta da estaca. Como se pode verificar na prática, normalmente, as estacas são apoiadas em regiões de maior resistência, região onde o embuchamento do amostrador e da ponta da estaca costuma ocorrer.

À luz da revisão bibliográfica apresentada anteriormente, verifica-se que esta hipótese é uma simplificação do mecanismo de interação solo-estaca e que, como consequência, introduz dispersões e incertezas aos métodos de previsão de desempenho.

3.3 PROVAS DE CARGA

Provas de carga são testes executados para averiguar o desempenho de um elemento de fundação isoladamente ou em conjunto ligado por blocos de coroamento. Seus resultados são de grande valia no projeto de fundações, pois através deles se pode obter uma estimativa de carga para elementos similares de fundações e assim, reduções em coeficientes de segurança.

Considerados como a melhor representação da realidade, estes testes fornecem valores reais para a criação e aprimoramento de teorias que tentam estimar e predizer o comportamento das fundações. Segundo Milititsky (1991) as provas de carga constituem técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo a única efetivamente confiável.

Nas provas de carga com carregamento estático, as cargas são aplicadas em estágios através de macacos hidráulicos que empurram a estaca e reagem contra cargueiras (Figura 11a) ou contra vigas de reação ancoradas em estacas vizinhas ou tirantes (Figura 12).

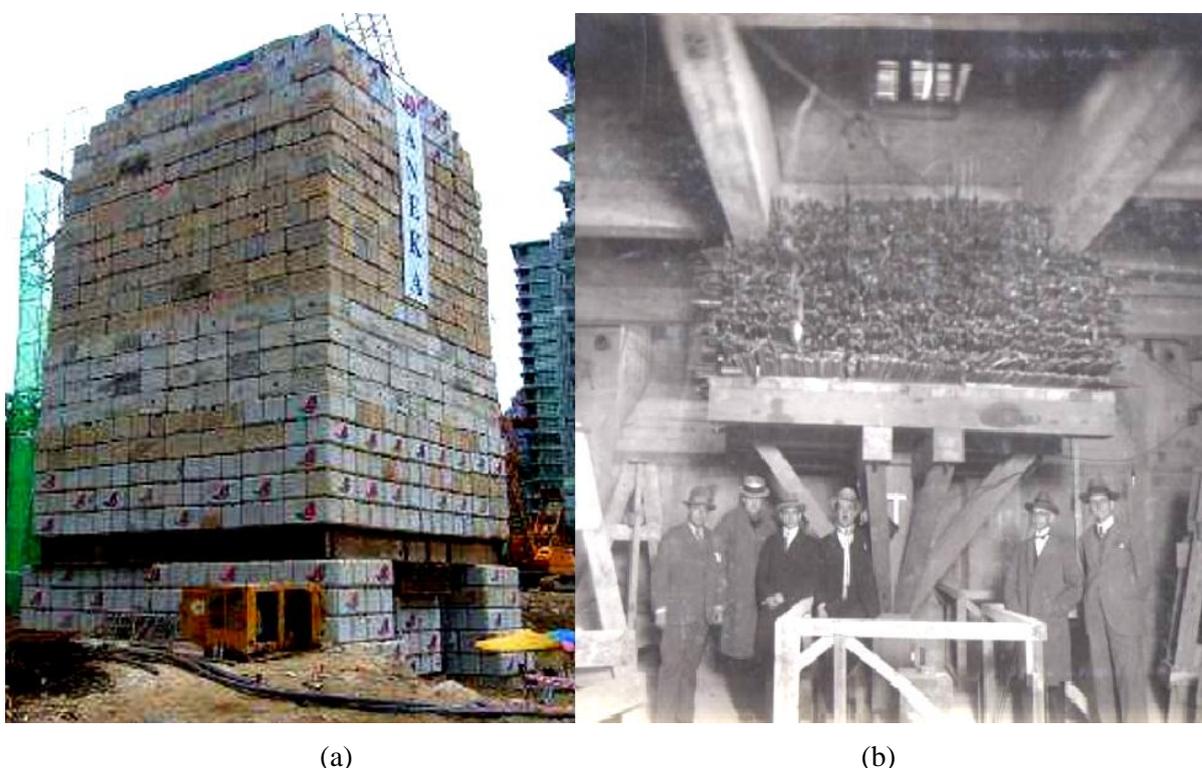


Figura 11 – (a) cargueira com 45.600 kN (fonte: LIEW et al., 2010)
(b) prova de carga edifício Martinelli-SP (fonte: FALCONI et al., 2011)



Figura 12 – quadro de reação com capacidade para 60.000 kN (fonte: modificado de THASNANIPAN et al., 1999)

3.3.1 Tipos de Carregamento

O carregamento numa prova de carga pode ser do tipo dinâmico ou estático, sendo o estático subdividido em lento e rápido. Neste trabalho foram coletadas e analisadas apenas as provas de carga do tipo estática. Este tipo de prova de carga é o que mais se assemelha às cargas provenientes da estrutura, além de apresentar resultados que englobam as variações devido às dificuldades executivas e ao complexo comportamento do conjunto solo-estrutura. De acordo com Niyama et al. (1998) a busca pela obtenção de mais e melhores informações com provas de carga do tipo estática resultou em algumas variações do ensaio lento (SML, *slow maintained load test*): o ensaio de carregamento a uma velocidade de recalque constante (CRP, *constant rate of penetration test*); o ensaio de carregamento rápido em estágios (QML, *quick maintained load test*); o ensaio de carregamento em ciclos de carga e descarga (CLT, *cyclic load test*); e o de carregamento cíclico sueco (SCT, *swedish cyclic test*).

Comumente, as provas de carga estática com carregamento lento (SML) e quando não levadas a ruptura ou a deformações elevadas, têm um carregamento igual ao dobro da carga admissível da estaca. Elas assim são chamadas, pois são aplicados incrementos de cargas que

são mantidos constantes durante sua duração e separados por intervalos de tempos longos. Estes intervalos de tempo são padronizados pela norma brasileira NBR 6489 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984) que considera duas leituras sucessivas quando o recalque não ultrapassa 5% do total do estágio e, adicionalmente, o método brasileiro MB 3472 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991) estipula um mínimo de 30 minutos para cada estágio de carregamento. Após a aplicação da carga máxima, a norma brasileira NBR 6489 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984) especifica que se deve deixar a carga agir durante 12 horas antes que se inicie o processo de descarregamento, etapa esta, feita de maneira similar que o carregamento, porém com uma duração mínima de 15 minutos entre os estágios e com pelo menos quatro estágios de descarregamento.

O ensaio de carregamento rápido (QML) distingui-se do ensaio lento basicamente por manter os estágios de carga e de descarga por tempos fixos determinados que independem de estabilização (NIYAMA et al., 1998, p. 730). Da mesma forma com que a velocidade da solicitação influi na resistência ao cisalhamento dos solos, a forma de carregamento da prova de carga corresponde a resultados distintos, principalmente sobre solos argilosos, onde a elevada velocidade de carregamento provoca um aumento da rigidez e da capacidade de carga confirmados entre comparações de provas de carga estáticas e dinâmicas (NIYAMA et al., 1998, p. 731).

Segundo Milititsky (1991, apud NIYAMA et al. 1998):

Estas considerações servem para alertar para a necessidade de análise cuidadosa ao se comparar ensaios realizados com métodos diferentes, e ao se utilizar resultados de ensaios para previsão de comportamento de obras, especialmente nos casos em que o efeito da velocidade de carregamento pode influenciar significativamente o comportamento do solo e do conjunto “solo-fundação”.

Para a aplicação das cargas geralmente são utilizados macacos hidráulicos e as medidas são feitas através de manômetros. O tipo de sistema de reação para cada prova de carga é, geralmente, em função do nível de carga a ser aplicada e da disponibilidade de equipamentos na obra. Dentre os sistemas corriqueiros, cita-se a reação em viga amarrada em tirantes, viga amarrada em estacas vizinhas e mais comumente as reações de cargueiras (cargas baixas) que consistem em reagir a fundação contra uma massa. Para retirar medidas de deslocamento são

utilizados deflectômetros referenciados a vigas ancoradas em regiões não atingidas pelas deformações (NIYAMA et al., 1998).

Na Figura 13 Fellenius (1975) apresenta comparação dos tempos requeridos para execução das diferentes modalidades de carregamento e na Figura 14 curvas carga *versus* recalque obtidas para cada modalidade de ensaio.

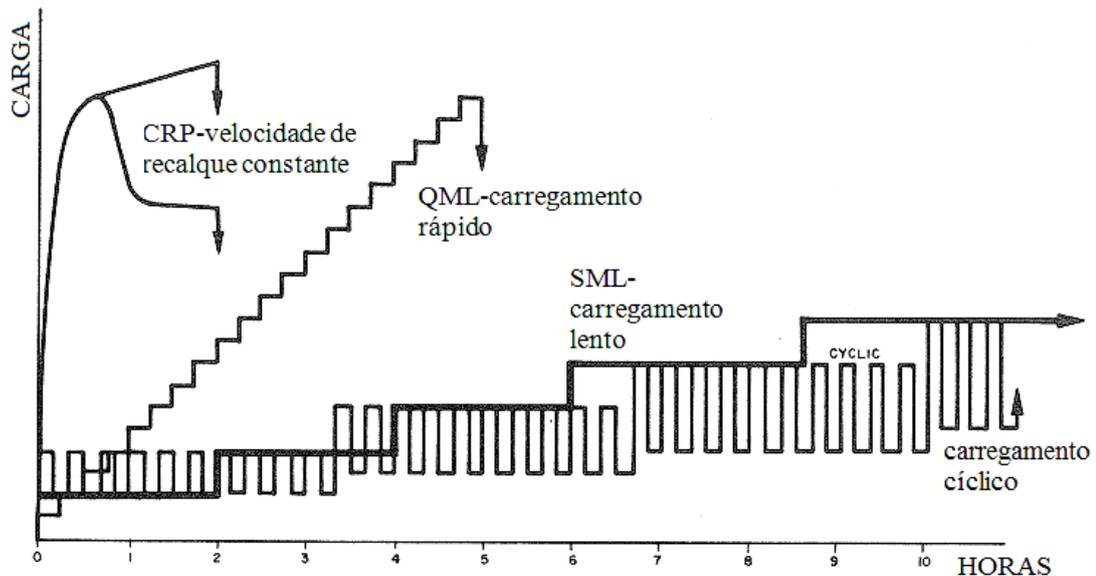


Figura 13 – comparação do tempo necessário para quatro tipos de carregamento (fonte: adaptado FELLENIUS, 1975)

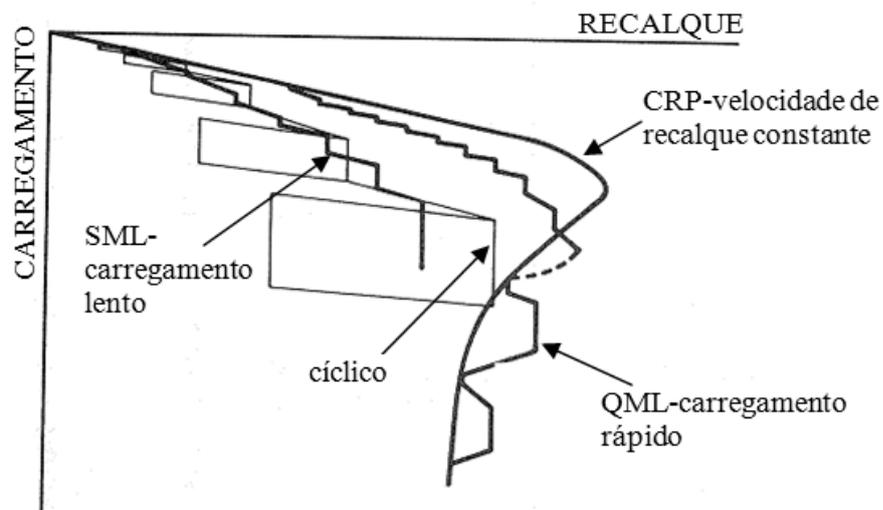


Figura 14 – comparação de comportamentos típicos para quatro tipos de carregamento (fonte: adaptado FELLENIUS, 1975)

Nesta figura, observam-se típicas dispersões entre os resultados obtidos por diferentes tipos de carregamento. Da figura, pode-se concluir que a escolha do carregamento durante a prova de carga é em função das solicitações em que a estaca estará sujeita durante sua vida útil.

Milititsky (1991) relata que, de forma genérica, altas velocidades de carregamento resultam em aumento de capacidade de carga e de rigidez do sistema estaca-solo e que baixas velocidades resultam redução de capacidade de carga e de rigidez.

3.3.2 Provas de Cargas Instrumentadas

Para que se tenham valores reais de distribuição ao longo de uma estaca, necessitam-se instrumentos que registrem esses valores durante os estágios de incrementos de carga. Os valores de carga nos trechos são oriundos de medidas de deformação das estacas que pode ser calculado através da teoria da elasticidade – lei de Hooke – quando atuam dentro da zona elástica do material. Os instrumentos empregados são os extensômetros mecânicos e, mais usualmente, os chamados *strain-gauges*, que nada mais são do que extensômetros elétricos (NIYAMA et al., 1998; DUNNICLIFF, 1988).

Sabe-se de antemão que os *strain-gauges* são aplicados ao longo do fuste para estacas de deslocamento e ao longo do fuste e na região próxima da ponta para estacas escavadas visto que, neste último caso, a instrumentação sofre menos risco de ser arrancada e danificada durante a execução. No caso de não haver instrumentação na base, o valor de resistência é obtido fazendo-se uma subtração da carga aplicada menos a medida no fuste. A Figura 15 mostra o resultado de uma prova de carga estática em estaca instrumentada, onde se pode observar a distribuição de atrito lateral e resistência de ponta para os diversos incrementos de carga.

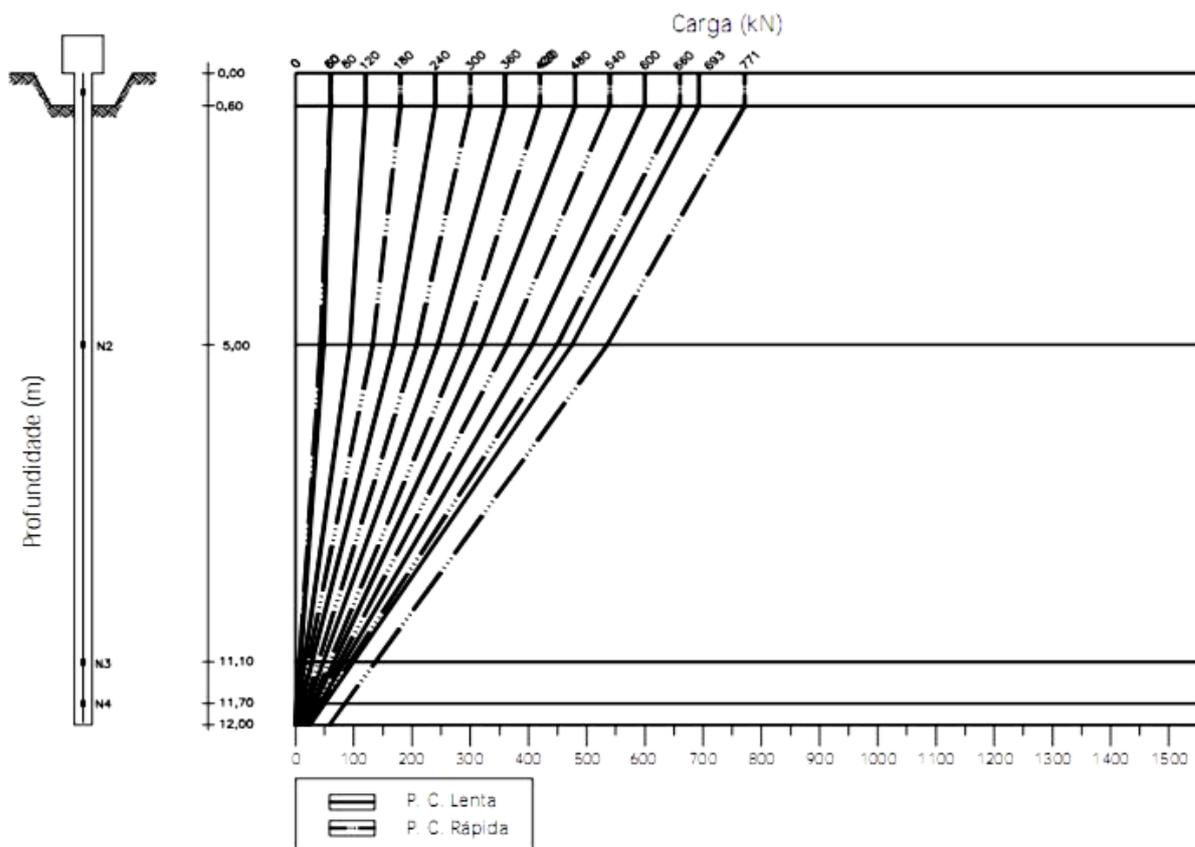


Figura 15 – Transferência de carga em estaca escavada (fonte: ALMEIDA NETO, 2002, p. 122)

3.3.3 Célula Osterberg

A *Osterberg Cell*[®] (O-cell[®]) ou em português, célula Osterberg, é um equipamento hidráulico de sacrifício, de alta capacidade de carga, instalado dentro do elemento de fundação (LOADTEST, 2011). Provas de carga com este tipo de equipamento consistem em aplicar incrementos de cargas através de estágios de pressões gerados em um macaco hidráulico na superfície e conectado a O-cell através de mangueiras, estes procedimentos geram uma expansão na célula, que por ação e reação força a estaca a deslocar-se para cima enquanto o solo é forçado para baixo.

Através da célula é possível registrar a pressão hidráulica – vinculada à carga – a expansão da célula e com medições na superfície o levantamento da estaca como um todo (FELLENIOUS, 2001). Na Figura 16 é exposto um esquema do procedimento comumente utilizado em estacas escavadas.

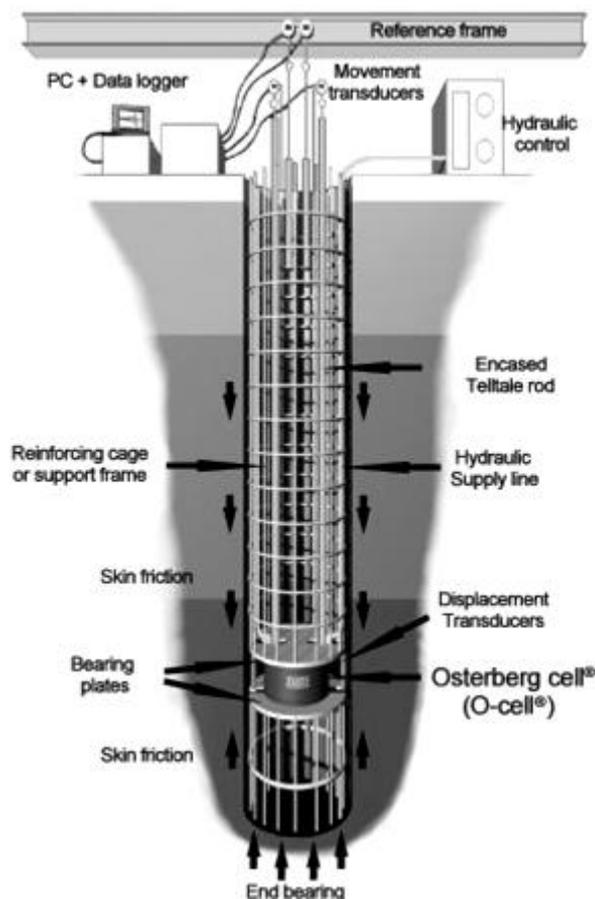


Figura 16– esquema de uma prova de carga realizada com célula Osterberg (fonte: LOADTEST, 2011)

A técnica apresenta grande vantagem de não utilizar sistemas de reações compostos por cargueiras ou quadros de reação. As células podem atingir aproximadamente 27 MN e utilizando-se de várias células dispostas em único plano horizontal, pode-se atingir cargas maiores do que 200 MN. Recentemente a empresa Loadtest divulgou a realização de uma prova de carga em estaca escavada na qual a carga máxima atingida foi de 321MN (LOADTEST, 2011).

A mais de uma década os autores Schmertann e Hayes (1997, apud KIM, 2011) relataram que a técnica de prova de carga com o uso de células Osterberg provavelmente excedia a 90% dos casos de testes estáticos realizados em estacas escavadas nos Estados Unidos da America.

Mesmo que não sejam instalados instrumentações ao longo do fuste da estaca, o procedimento possui por princípio a separação da resistência de ponta e da resistência de atrito lateral. Na Figura 17 tem-se um exemplo de curvas carga *versus* deformações obtidas com o emprego do procedimento.

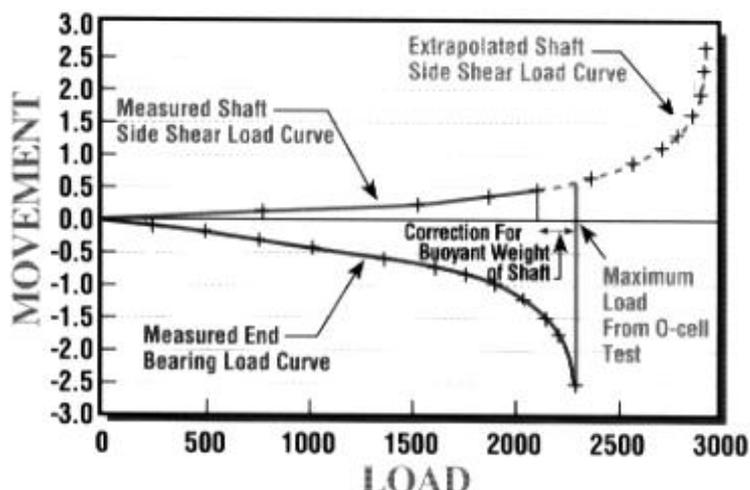


Figura 17 – curvas carga *versus* movimento com a capacidade de ponta atingida (fonte: LOATEST, 2011)

Segundo Poulos (2010), um avanço significativo no entendimento da relação entre atrito desenvolvido durante esforços de tração e do atrito durante esforços de compressão ocorreu com a publicação dos trabalhos de Nicola e Randolph (1993, apud POULOS, 2010), pois estes autores mostraram que o fenômeno era dependente da compressão relativa da estaca via efeitos do coeficiente de Poisson. O esforço de tração na estaca é associado a uma diminuição do diâmetro e gera um desconfinamento da mesma junto ao solo, e este desconfinamento por sua vez da origem a perda de atrito lateral quando comparado com casos de compressão. Seguindo este raciocínio, o carregamento de uma estaca através de sua base, conforme é realizado no procedimento com células Osterberg, gera um aumento da resistência desenvolvida junto à parte mais profunda do fuste, região onde normalmente se encontram solos mais resistentes e de menor deformabilidade. Assim, tanto a resistência lateral gerada, como a curva carga *versus* recalque será diferente daquela praticada pelo carregamento clássico – carregamento aplicado no topo da estaca.

3.4 MÉTODO DE AOKI-VELLOSO

O método de Aoki-Velloso (1975) foi originalmente desenvolvido para o ensaio CPT (cone penetration test), porém para que o método pudesse ser empregado a partir de resultados de SPT, foi criado – através de correlações – um parâmetro chamado de K dependente do tipo de solo. Esta correlação está expressa na (Equação 10) e os valores de K no Quadro 3:

$$q_c = K \times N_{spt} \quad (\text{Equação 10})$$

Com o emprego da (Equação 16) obtém-se a resistência de carga última:

$$Q_u = A_p \times \frac{K \times N_p}{F1} + U \sum \frac{\alpha \times N_M}{F2} \times \Delta L \quad (\text{Equação 11})$$

onde:

A_p =área da seção transversal da estaca;

$N_p=N_{spt}$ na ponta da estaca;

$N_M=N_{spt}$ médio no trecho do fuste estudado;

U = perímetro da estaca;

ΔL =comprimento do trecho da estaca a ser calculado.

A equação supracitada utiliza fatores (F1 e F2) oriundos das diferenças de comportamento entre as distintas modalidades de estaca e do efeito escala entre o protótipo (estaca) e o modelo (cone), estes fatores estão expressos no Quadro 4. Ainda na (Equação 11, aparece o fator α que, assim como K , é dependente do tipo de solo, o seu valor está indicado no Quadro 3.

Quadro 3 – coeficientes K e α (fonte: AOKI; VELLOSO, 1975)

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1	1.4
Areia siltosa	0.8	2
Areia silto-argilosa	0.7	2.4
Areia argilosa	0.6	3
Areia argilo-siltosa	0.5	2.8
Silte	0.4	3
Silte arenoso	0.55	2.2
Silte areno-argiloso	0.45	2.8
Silte argiloso	0.23	3.4
Silte argilo-arenoso	0.25	3
Argila	0.2	6
Argila arenosa	0.35	2.4
Argila areno-siltosa	0.3	2.8
Argila siltosa	0.22	4
Argila silto-arenosa	0.33	3

Quadro 4 – Coeficientes F1 e F2 (fonte: AOKI; VELLOSO, 1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2.5	5
Franki de fuste vibrado	2.5	5
Metálica	1.75	3.5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	1.75	3.5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1.75	3.5
Strauss	3.5	7

Trabalhos, de diversos autores, foram publicados trazendo novos valores de F1, F2, K e α para a formulação proposta, porém neste trabalho, serão utilizados os valores das publicações originais de Aoki-Velloso (1975), com exceção dos fatores F1 e F2 para estacas do tipo hélice contínua onde os valores propostos por Monteiro (1993 apud VELLOSO; LOPES, 2002) serão empregados conforme Quadro 5.

Quadro 5 – coeficientes F1 e F2 revisados (fonte: modificado de MONTEIRO, 1993 apud VELLOSO; LOPES, 2002)

Tipo de estaca	F1	F2
Raiz	2.2	2.4
Hélice contínua	3	3.8

3.5 MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA

O método de Décourt & Quaresma (1978) apresenta uma avaliação da capacidade de carga com base em valores de N_{spt} . Inicialmente desenvolvido para estacas de deslocamento, ele foi estendido para englobar as estacas do tipo hélice contínua, escavadas e raiz. Em 1982 foram feitas pequenas alterações pelos autores a fim de aprimorar o método e em 1996 Décourt introduziu os coeficientes α e β obtendo como resultado a (Equação 12), expressa a seguir:

$$Q_U = \alpha \times K \times N_p \times A_p + U \times \beta \times \sum 10 \left(\frac{Nm}{3} + 1 \right) \times \Delta L \quad (\text{Equação 12})$$

onde:

α = coeficientes de minoração – Quadro 6;

β = coeficientes de minoração ou majoração – Quadro 7;

K = coeficiente em função do tipo de solo – Quadro 8;

N_p = N_{spt} médio na ponta da estaca, obtido com os valores da ponta da estaca, um imediatamente acima e outro imediatamente abaixo;

A_p = área da seção transversal da estaca;

U = perímetro da estaca;

N_m = N_{spt} médio no trecho do fuste estudado;

ΔL = comprimento do trecho da estaca a ser calculado.

Quadro 6 – coeficiente α (fonte: DÉCOURT, et al., 1998)

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavadas	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

*valores oriundos de baixa amostragem

Quadro 7 – coeficiente β (fonte: fonte: DÉCOURT, et al., 1998)

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavadas	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	0,8	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

*valores oriundos de baixa amostragem.

Quadro 8 – coeficiente K (fonte: DÉCOURT; et al., 1998)

Tipo de Solo	K (kN/m ²)
Argila	120
Silte argiloso (solo residual)	200
Silte arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Segundo Décourt (1982), não são utilizados no cálculo de N_m valores de N_{spt} inferiores a 3 ou superiores a 50.

3.6 ESTIMATIVA TEÓRICA DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

3.6.1 Interpretação da Resistência de Ponta

Ao ser carregada, a base de uma estaca mobiliza uma superfície de ruptura onde ocorrerá o processo de cisalhamento do solo. O completo mecanismo de ruptura é de difícil interpretação e na maioria dos casos desconhecido. Dentre os principais fatores que dificultam a determinação dos mecanismos formados estão a forte heterogeneidade dos solos naturais e as alterações causadas no subsolo devido às diferentes técnicas de estaqueamento.

Na Figura 18, alguns mecanismos de ruptura dado por soluções clássicas podem ser observados.

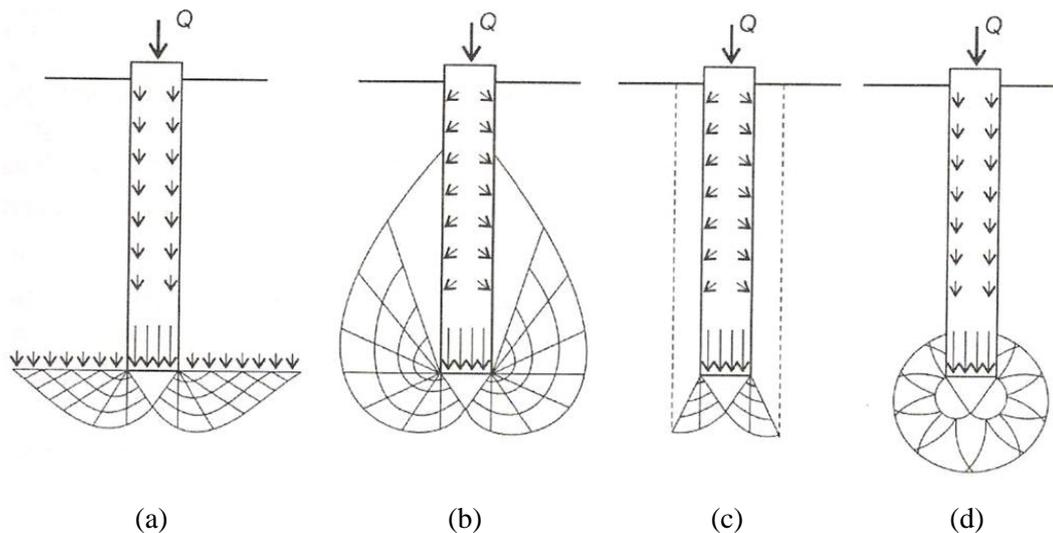


Figura 18 – Superfícies de ruptura
(a) Terzaghi (1943) (b) Meyerhof (1951) (c) Berezabtzhev (1961) (d)
Vesic (1972) (fonte: VELLOSO; LOPES, 2002)

Na Figura 18(a) apresenta-se a ruptura descrita por Terzaghi (1943) e relada por Terzaghi e Peck (1948, 1967). Neste caso considera-se que o solo localizado na região acima da ponta é de resistência bastante inferior ao material da ponta (prática corriqueira em estaqueamentos), e assim pode-se resumir sua influência apenas como sendo uma simples sobrecarga e

desprezar as tensões cisalhantes nesta região. Desta maneira, a formulação de capacidade de carga desenvolvida por Terzaghi (1943) foi estendida para fundações profundas.

Entretanto, para solos homogêneos pode-se alterar significativamente o modelo de ruptura, e este fenômeno, associado a deformações na base, pode alterar facilmente os fatores de capacidade de carga da teoria. Além disso, as tensões verticais elevadas na base da estaca modificam os estados de tensões considerados no seu desenvolvimento (VELLOSO; LOPES, 2002).

Verificando resultados experimentais em modelos de grandes dimensões, Velloso e Lopes (2002) chegaram a propor uma relação crítica de L/D (comprimento/diâmetro) igual a 15, onde valores maiores que 15 apresentariam resistência da base praticamente constante.

Vesic (1963, apud DÉCOURT et al., 1998) apresenta na figura 19, os três tipos possíveis de ruptura de fundações em areia. A Figura supracitada relaciona o fator de embutimento relativo D/B (profundidade/dimensão da base) com o índice de densidade I_D (compacidade relativa).

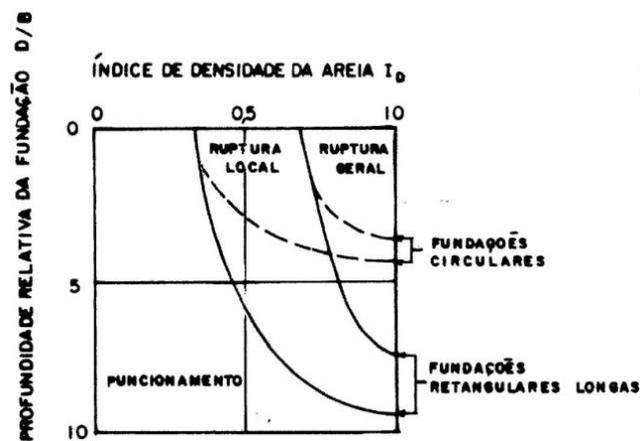


Figura 19 – tipos de ruptura de fundações em areia em função do embutimento relativo e do índice de densidade (fonte: VESIC, 1963, apud DÉCOURT et al., 1998).

Décourt et al.(1998) concluem que a tensão de ruptura do solo junto à ponta da estaca é dada de acordo com a (Equação 13):

$$q = cN_c + \sigma_{v0} \times N_q \quad (\text{Equação 13})$$

onde:

q =tensão de ruptura do solo junto à ponta da estaca;

c =coesão do solo;

N_c e N_q = fatores de capacidade de carga;

σ_{v0} = tensão vertical efetiva na ponta da estaca.

Na Figura 20, Vesic (1975, apud DÉCOURT, 1998) apresenta as proposituras de diversos autores quanto ao fator de capacidade de carga N_q . Nesta abordagem salienta-se que dentre todos os fatores de capacidade de carga, o de maior peso em fundações profundas é justamente o fator N_q . Variações no valor calculado de N_q implicam necessariamente em variações significativas de carga da base de uma fundação profunda, ou seja, a escala logarítmica da figura pode levar a dispersões consideráveis na tensão final de ruptura.

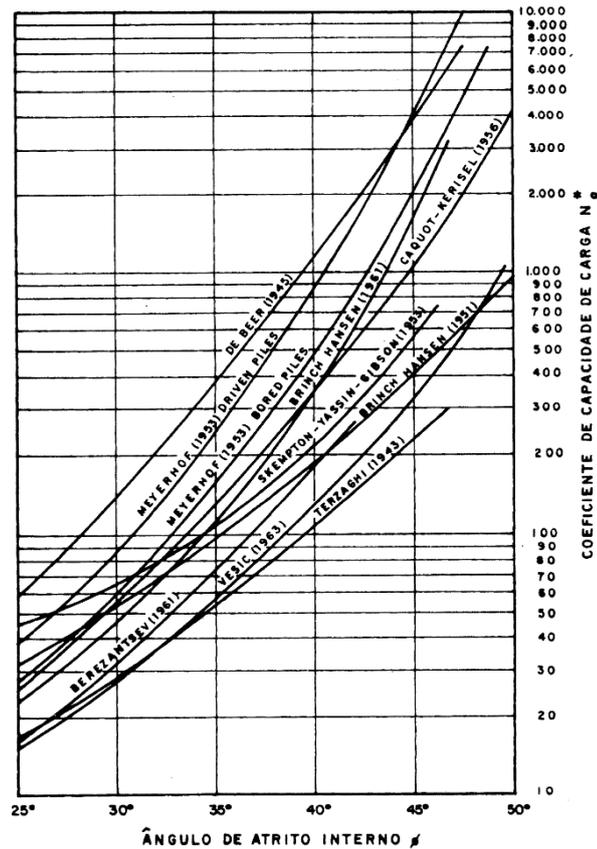


Figura 20 – valores de N_q para fundações profundas de seção circular ou quadrada segundo diversos autores (fonte: VESIC, 1975, apud DÉCOURT, 1998).

Meyerhof (Figura 18 (b)) baseando-se na teoria da plasticidade desenvolveu uma superfície de ruptura análoga à proposta por Terzaghi, porém considerou o solo acima da base de fundação como uma sobrecarga frouxa γL (apud VELLOSO; LOPES, 2002), ou seja, o solo acima da base da estaca não possui qualquer resistência ao cisalhamento. A (equação 14, a Figura 18(b) e a Figura 21 relatam, respectivamente, a equação proposta, a superfície de ruptura e os fatores de capacidade de carga.

$$q_{pult} = cN_c + K_s \gamma L N_q + \gamma B / 2 N_\gamma \quad (\text{Equação 14})$$

onde:

$q_{p,ult}$ = tensão de ruptura na ponta da estaca;

c = coesão do solo;

γ =peso específico do solo;

L =profundidade na ponta da estaca;

B =diâmetro da estaca;

K_s =coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta;

N_c , N_q e N_γ =fatores de capacidade de carga.

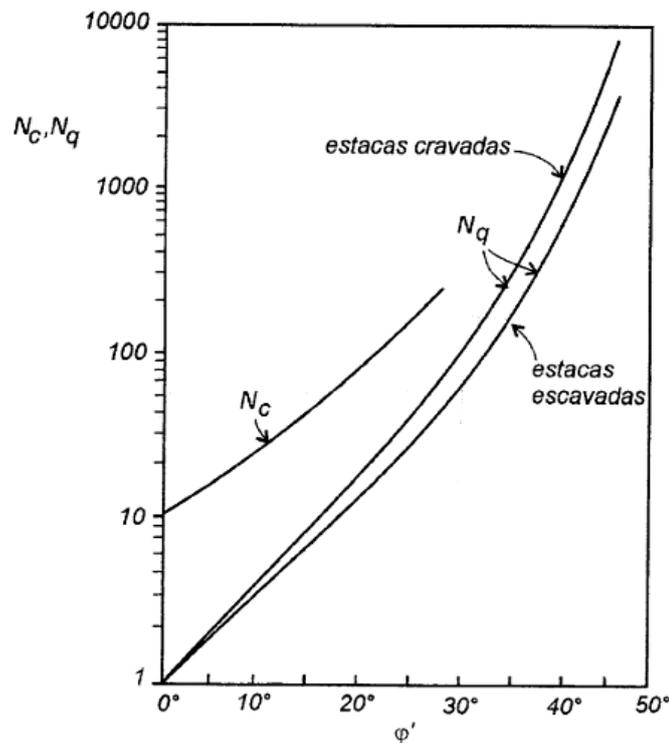


Figura 21 – fatores de capacidade de carga (fonte: MEYERHOF, 1953 apud VELLOSO; LOPES, 2002)

As soluções clássicas para determinar a capacidade mobilizada pela ponta de uma estaca levam em consideração apenas o estado de tensões e a resistência do solo (coesão e ângulo de atrito). Entretanto, a rigidez de um material possui forte influência no mecanismo de ruptura ocorrido (VELLOSO; LOPES, 2002), ou seja, o comportamento tensão deformação do material controla as tensões de ruptura.

Assim, utilizando teorias elastoplásticas, Vesić (1972) sugeriu em seu trabalho de expansão de cavidades, a formulação apresentada abaixo:

$$q_{pult} = cN_c + \sigma_0 N_\sigma \quad (\text{Equação 15})$$

onde:

c = coesão do solo;

N_c e N_σ = fatores de expansão de cavidade;

σ_0 = tensão octaédrica (Equação 17).

Os fatores de expansão de cavidade ou de capacidade de carga N_c e N_q são variáveis e obtidas pelo

Quadro 9 em função do índice de rigidez I_r , e se relacionam através da seguinte expressão:

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \alpha n \phi \quad (\text{Equação 16})$$

onde:

ϕ = ângulo de atrito interno;

$$\sigma_0 = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \cdot \sigma'_v \quad (\text{Equação 17})$$

onde:

K_0 =coeficiente de empuxo no repouso;

σ'_v =tensão vertical no nível da ponta da estaca.

Quadro 9 – fatores de capacidade de carga (N_c e N_σ) (fonte: VESIĆ, apud VELLOSO; LOPES, 2002)

ϕ	Ir									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6,97	7,90	8,82	9,36	9,75	10,04	10,97	11,51	11,89	12,19
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5	8,99	10,56	12,25	13,30	14,07	14,69	16,69	17,94	18,86	19,59
	1,79	1,92	2,07	2,16	2,23	2,28	2,46	2,57	2,65	2,71
10	11,55	14,08	16,97	18,86	20,29	21,46	25,43	28,02	29,99	31,59
	3,04	3,48	3,99	4,32	4,58	4,78	5,48	5,94	6,29	6,57
15	14,79	18,66	23,35	26,53	29,02	31,08	38,37	43,32	47,18	50,39
	4,96	6,00	7,26	8,11	8,78	9,33	11,28	12,61	13,64	14,50
20	18,83	24,56	31,81	36,92	40,99	44,43	56,97	65,79	72,82	78,78
	7,85	9,94	12,58	14,44	15,92	17,17	21,73	24,94	27,51	29,67
25	23,84	32,05	42,85	50,69	57,07	62,54	82,98	97,81	109,80	120,23
	12,12	15,95	20,98	24,64	27,61	30,16	39,70	46,61	52,24	57,06
30	30,03	41,49	57,08	68,69	78,30	86,64	118,53	142,27	161,91	178,98
	18,24	24,95	33,95	40,66	46,21	51,02	69,43	83,14	94,48	104,33
35	37,65	53,30	75,22	91,91	105,92	118,22	166,14	202,64	233,27	260,15
	27,36	38,32	53,67	65,36	75,17	83,78	117,33	142,89	164,33	183,16
40	47,03	68,04	98,21	121,62	141,51	159,13	228,97	283,19	329,24	370,04
	40,47	58,10	83,40	103,05	119,74	134,52	193,13	238,62	277,26	311,50
45	58,66	86,48	127,28	159,48	187,12	211,79	311,04	389,35	456,57	516,58
	59,66	87,48	128,28	160,48	188,12	212,79	312,04	390,35	457,57	517,58

3.6.2 Interpretação de Resistência de Fuste

A estimativa teórica de mobilização de resistência de fuste em uma estaca é similar à análise de deslizamento de um corpo rígido sobre outro, ou seja, a principal componente se dá através da multiplicação do esforço normal ao movimento (σ_h no caso de estacas) por um coeficiente de atrito que nada mais é do que a tangente do ângulo de atrito entre as duas superfícies (o ângulo de atrito formado entre o solo e a estaca). Deve-se adicionar à resistência friccional um fator relativo à adesão existente na interface solo/estaca. Sendo assim, a formulação para se obter a resistência unitária devido ao atrito lateral desenvolvido entre estaca e solo é dada pela (Equação 18).

$$q_{unitária} = c_a + \sigma_h \tan \delta \quad (\text{Equação 18})$$

onde:

$q_{unitária}$ = carga lateral unitária;

c_a = aderência entre estaca e solo;

σ_h = tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura;

δ = ângulo de atrito entre estaca e solo.

Os parâmetros c_a e δ , podem ser medidos através de ensaios de laboratórios, entretanto, estes parâmetros são, por obvio, bastante dependente dos materiais e modo executivo dos elementos de fundação. Desta forma, ainda que chamado de interpretação teórica, necessita-se de coeficientes de ajuste decorrentes de observações de campo.

Para solos puramente friccionais (areias puras) despreza-se a componente devido à adesão. Já para argilas saturadas e onde as condições de carregamento são rápidas a ponto de não permitirem a dissipação do excesso de poro-pressão, a componente friccional é nula, restando apenas a resistência devido à adesão.

Para estacas em argila, a capacidade de carga não-drenada é geralmente o valor crítico, com exceção de condições de elevado pré-adensamento. Entretanto, uma análise realizada por tensões efetivas é mais apropriada, pois a razão de dissipação de poro-pressão é muito rápida para condições normais de aplicação, assim condições drenadas prevalecem no modo de ruptura geotécnica de uma estaca (BURLAND, 1973, apud POULOS; DAVIS, 1980).

Reunindo trabalhos publicados por diversos autores, Poulos e Davis (1980) apresentam na Figura 22 as curvas que correlacionam o coeficiente de adesão ($c_a/c_u = \alpha$) com a resistência não drenada de argilas (C_u ou S_u)

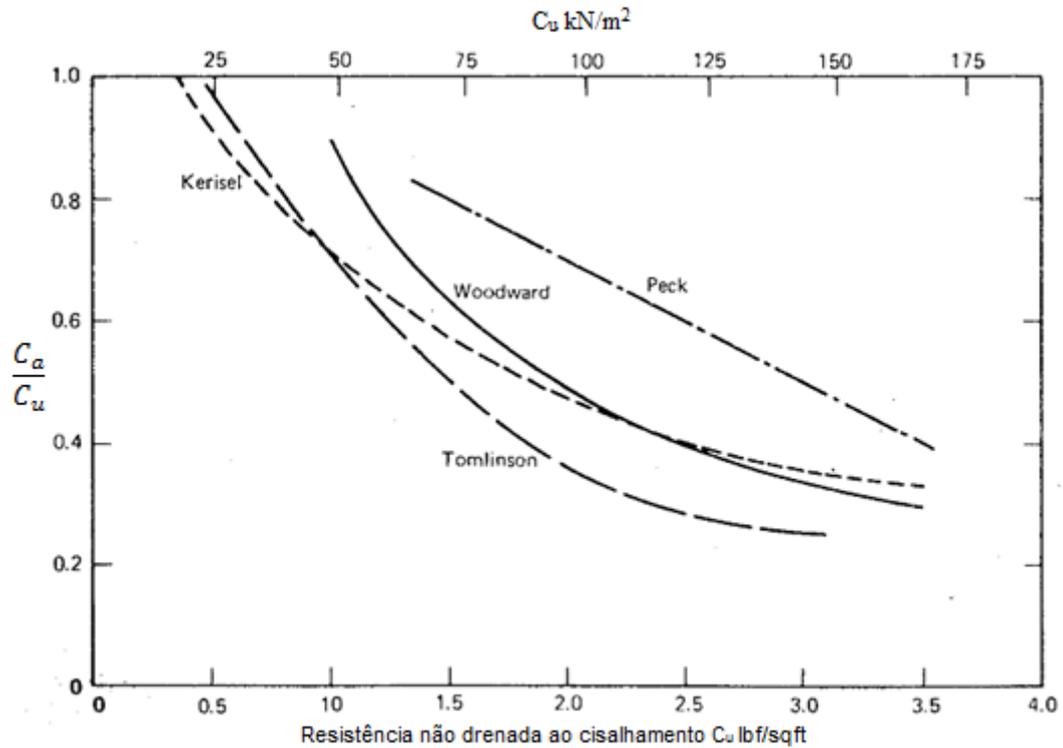


Figura 22 – fatores de adesão para estacas cravadas em argila (fonte: depois de MCCLELLAND, 1974 apud POULOS; DAVIS, 1980)

Segundo Tomlinson e Woodward (2008), ao se analisar outras argilas que não a argila de Londres (altamente pré-adensada) e onde não houver informação de provas de carga ou publicações, os fatores de adesão mostrados nas curvas da Figura 23 podem ser utilizados como guia para projetos de estacas. Os autores ainda destacam a necessidade de provas de carga para a verificação de tal suposição.

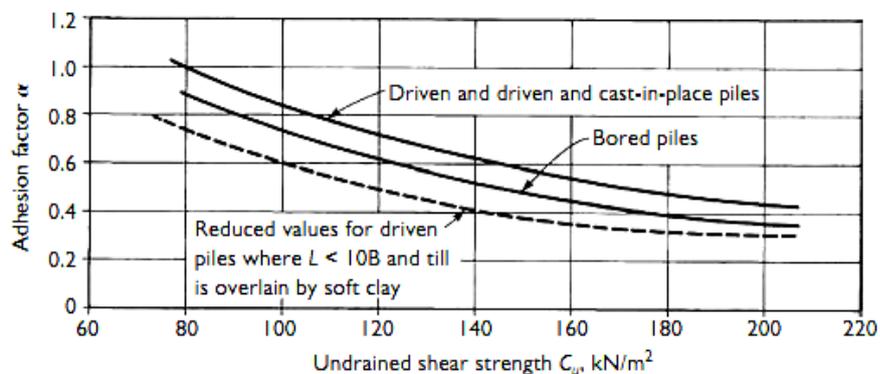


Figura 23 – fatores de adesão para estacas em till glacial (fonte: depois de WELTMAN; HEALY, 1978 apud TOMLINSON; WOODWARD, 2008)

Ao se analisar a figura acima, nota-se que as curvas apresentadas, representam apenas resistências maiores do que 80 kN/m^2 . Tomlinson publicou no ano de 1969 curvas similares, porém dentro de um espectro menor de resistência não drenada.

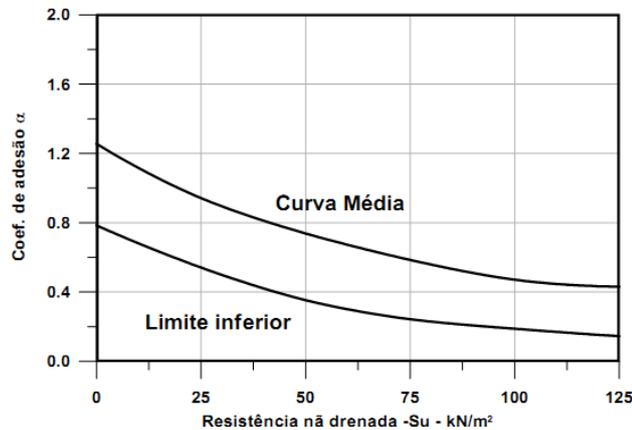


Figura 24 – relação entre o coeficiente de adesão para estacas cravadas e a resistência não-drenada das argilas (fonte: TOMLINSON; WOODWARD, 1969, apud ODEBRECHT, 2003)

A fim de gerar um processo prático na interpretação das curvas, e no intuito de levar em consideração conclusões recentes de Tomlinson e Woodward (2008), foi desenvolvido para este trabalho, uma curva média (Figura 25) que atinge uma elevada gama de resistência e que, em princípio, é aplicável para todos os tipos de estacas. Cabe salientar ainda, que tal abordagem simplificadora fica resguardada pela variação apresentada por diversos autores na Figura 22 e pelo forte caráter empírico de suas conclusões.

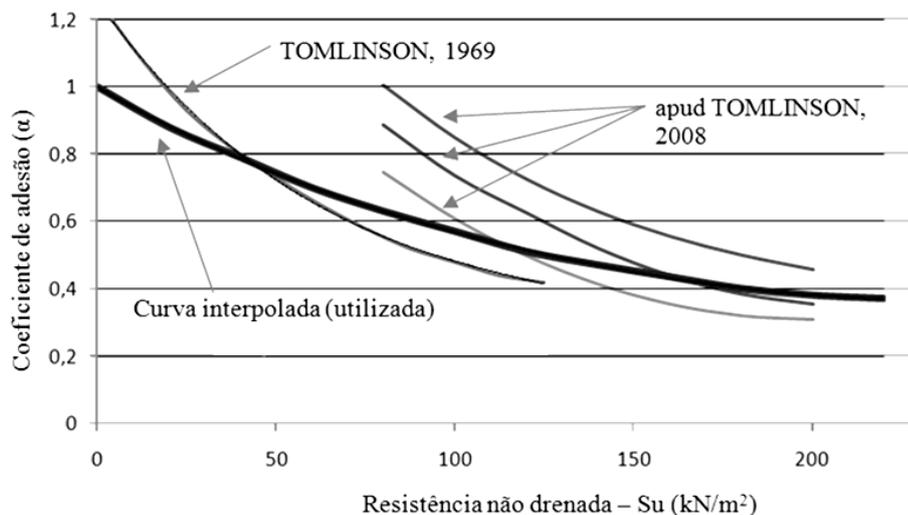


Figura 25 – interpolação entre curvas apresentadas na literatura (fonte: elaborado pelo autor)

Segundo Velloso e Lopes (2002), a experiência com estacas de rugosidade normal, mostra que se pode considerar $\tan \delta = \tan \phi'$, sendo ϕ' o ângulo de atrito interno do solo amolgado em termos de tensões efetivas. Os autores também citam que ao coeficiente de empuxo lateral (K_0) deve ser multiplicado um coeficiente de empuxo K_s que depende, principalmente, do estado de tensões iniciais no solo e do método de execução da estaca. Tomlinson e Woodward (2008) apresentam nos quadro 10 e quadro 11 estimativas de K_s e de δ respectivamente.

Quadro 10 – valores de coeficiente de tensão horizontal dos solos (K_s) (fonte: TOMLINSON; WOODWARD, 2008)

Método de instalação	K_s/K_0
Estacas cravadas, grande deslocamento	1–2
Estacas cravadas, pequeno deslocamento	0,75–1,25
Estacas escavadas	0,70–1

Quadro 11 – valores de ângulo de atrito entre estaca e solo para vários tipos de interface (δ) (fonte: TOMLINSON; WOODWARD, 2008)

Estaca/solo condição de interface	Ângulo de atrito estaca/solo, δ
Liso aço/areia	$0,5\phi - 0,7\phi$
Rugoso (ondulado) aço/areia	$0,7\phi - 0,9\phi$
Pré-moldado concreto/areia	$0,8\phi - 1,0\phi$
Concreto <i>in loco</i> concreto/areia	$1,0\phi$
Madeira/areia	$0,8\phi - 0,9\phi$

3.6.3 Profundidade Crítica e Tensões Residuais

Ao introduzir o assunto sobre profundidade crítica os autores Velloso e Lopes (2002) sugerem que medições de atrito lateral em provas de carga em estacas cravadas mostram que há um crescimento do atrito até certa profundidade (entre 10 e 20 diâmetros) e que, em seguida, o atrito permanece aproximadamente constante, assim surgiu o conceito de profundidade crítica

que seria a profundidade a partir da qual não haveria aumento do atrito lateral, nos solos arenosos e siltosos. Ao citar posições controversas, os mesmos autores também deixam claro que o fenômeno merece cautela e que, a profundidade crítica apesar de ser aplicada pela prática, parece estar teoricamente errada.

Fellenius (1995) afirma que o fenômeno de profundidade crítica é devido à desconsideração de tensões residuais. O autor também relata que as tensões residuais existem em todos os tipos de estacas são induzidas durante e depois da instalação. Por fim, o autor define o seguinte conceito: “tensões residuais são tensões que sempre estão presentes em uma estaca – inclusive antes de medições ou realização de análise – e seus efeitos são normalmente observados.”.

As tensões residuais são constituídas, usualmente, pela soma das tensões de cisalhamento devido ao atrito negativo ao longo da parte superior da estaca em equilíbrio com o resto da estaca abaixo do ponto de equilíbrio – plano neutro. Elas podem ser geradas por diversos fenômenos, entre eles estão a onda de ação durante a cravação, a formação de *quake* ao longo da estaca e a reconsolidação do solo depois do distúrbio causado pela instalação.

Na Figura 26 encontra-se o resultado de uma prova de carga instrumentada em estaca cravada de concreto. O gráfico mostra uma curva com medições de tensões residuais (*locked-in stresses*) existentes na estaca antes do carregamento, mostra também o valor registrado na instrumentação (curva aparente) e a curva de tensões reais calculada pela soma entre tensões residuais e tensões medidas. No presente trabalho, regras empíricas de profundidade críticas para a previsão de capacidade de carga em estacas não foram utilizadas.

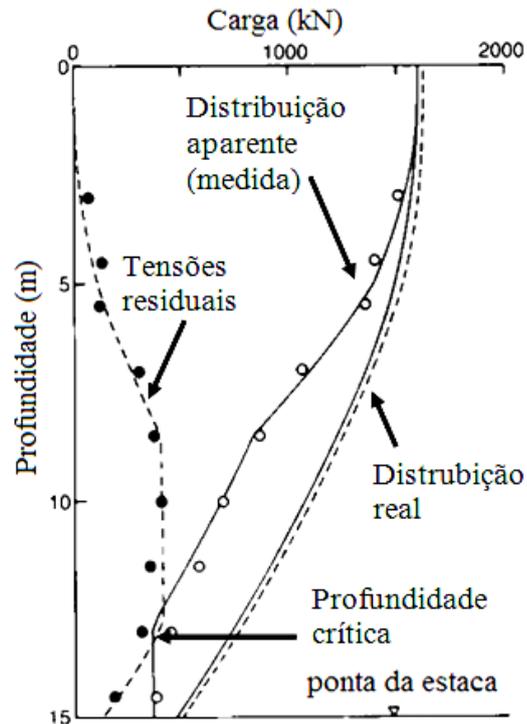


Figura 26– distribuição da carga mostrando tensões residuais, tensões medidas e tensões reais calculadas (fonte: adaptado ALTAEE et al., 1992)

3.7 TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA DO ENSAIO SPT

No atual estado de conhecimento, sabe-se que padrões e práticas diferentes de ensaios à percussão levam a energias diferenciadas e que, dependendo da profundidade do ponto ensaiado, esta energia é mais ou menos dissipada ao longo da composição de hastes. Na transferência da energia, as hastes sofrem efeitos de flambagem, de atrito com o revestimento do furo, de conservações das luvas de união dentre outros efeitos que assim geram a dissipação da energia inicial.

A (Equação 19) representa a formulação proposta por Odebrecht (2003) para equacionar a variação de energia potencial gravitacional do sistema de cravação. Nesta equação, o autor soma os fatores oriundos da penetração do amostrador com a energia teórica considerada na Norma Brasileira NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001):

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = (0,75 + \Delta\rho) \times M_m g + \Delta\rho M_h g \quad (\text{Equação 19})$$

onde:

$\Delta\rho$ =penetração média permanente do amostrador (30cm/N_{spt});

M_m =massa do martelo;

g = aceleração da gravidade;

M_h =massa do conjunto de hastes.

De forma a ilustrar a importância da abordagem que leva em consideração deslocamentos e comprimentos de hastes, a Figura 27 reflete a dispersão entre energia do martelo e a energia do sistema, bem como uma proporcionalidade entre a energia entregue ao amostrador e a energia do sistema.

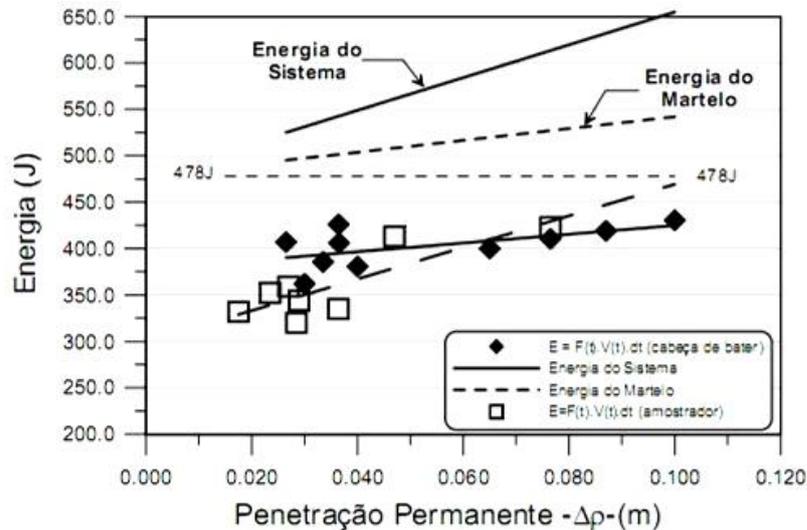


Figura 27 – energia *versus* penetração – hastes brasileiras 35,80m
(fonte: ODEBRECHT, 2003, p. 193)

Experimentalmente Odebrecht (2003), em sua tese de doutorado, propôs a (Equação 20) para que fosse possível o cálculo da variação de energia potencial gravitacional do sistema levando-se em conta todas perdas envolvidas no processo:

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_3 [\eta_1 (0,75 + \Delta\rho) \times M_m g + \eta_2 \Delta\rho M_h g] \quad (\text{Equação 20})$$

Para a (Equação 20), η_1 corresponde as perdas referentes ao golpe, sendo elas: a perda por atrito no cabo de içar, a perda no martelo com a roldana, as perdas no golpe, o estado do cabo, o tipo de martelo, etc. Já no valor de η_2 estão presentes as perdas ao longo das hastes e em η_3 a eficiência do sistema.

Odebrecht (2003) empregou sua metodologia de cálculo aos dados obtidos por Cavalcante (2002) e encontrou valores de η_1 correspondente a 0,764, de η_2 correspondente a 1 e igualou η_3 à (Equação 21), onde salientou que esta equação estava sujeita a críticas, visto que para hastes de comprimento tendendo a zero as perdas estariam na faixa de 10%, o que não estaria fisicamente de acordo:

$$\eta_3 = 0,907 - 0,0066l \quad (\text{Equação 21})$$

onde:

l = comprimento da composição de hastes.

De acordo com o autor, para o valor de η_1 é esperado que se apresente muito próximo para os equipamentos que seguem as recomendações da NBR 6484/2001, porém se trata de uma observação prematura e que deve ser cuidadosamente avaliada e verificada segundo diferenças regionais.

Em trabalho publicado posteriormente, os autores Odebrecht et al. (2005) relataram que a estimativa dos parâmetros de η_2 e η_3 não são de trivial obtenção, logo hipóteses simplificadoras tornam-se necessárias. Por fim, o autor declara que após diversas tentativas de ajustes para os dados experimentais, o valor de η_2 foi mantido ($\eta_2=1$) e o de η_3 representado na (Equação 22).

$$\eta_3 = 1 - 0,0042l \quad (\text{Equação 22})$$

onde:

l = comprimento da composição de hastes

Observa-se que a presente equação do parâmetro η_3 indica uma perda nula de energia quando o comprimento da composição de hastes for igual a zero, desta maneira, tem-se maior rigor teórico e coerência física na formulação proposta.

Estes conceitos formam a base do método desenvolvido na UFRGS para previsão de capacidade de carga de fundações profundas. O método UFRGS é um método racional que através da aplicação dos conceitos de energia envolvida no ensaio SPT, determina a força de reação do solo durante a cravação do amostrado e correlaciona com a carga mobilizada em estacas. Apresenta a facilidade de aplicação dos métodos semi-empíricos, associado à precisão de resultados e a independência quanto ao tipo de solo. Consolidado durante a dissertação de mestrado de Lobo (2005), na qual foram aplicados os conceitos de energia propostos por Odebrecht (2003), este método aplica-se às estacas do tipo cravada pré-moldada, cravada metálica, hélice contínua e escavada.

Analisando o modelo de transferência de carga em estacas, Lobo (2005) determinou a partir de curvas carga *versus* recalque as parcelas de resistência de atrito lateral e de resistência de ponta mobilizadas no amostrador durante o ensaio SPT. Uma vez que o mecanismo de interação solo-estrutura é bastante complexo, tem-se uma grande dificuldade em avaliar de forma racional o efeito dos tipos de estacas. Por tais motivos, o método foi desenvolvido concentrando as atenções para as estacas tubulares metálicas cravadas à percussão, pois similarmente ao ensaio SPT neste tipo de estaca não se tem um alívio de tensões no solo, além disso, se tem o mesmo material (aço) e o processo de instalação é bastante similar.

Lobo (2005) atribuiu como hipótese, o fato de que os fustes das estacas estão imersos em solos menos resistentes e que tal condição leva a uma distribuição de atrito lateral ao longo das superfícies internas e externas do amostrador e somente uma pequena parcela de resistência de ponta devido à seção transversal vazada, resistência esta que foi desprezada.

Ainda no âmbito das hipóteses adotadas, a autora considerou que, de modo geral, as estacas estão apoiadas em solos de maior resistência e experimentalmente neste tipo de solo ocorre o fenômeno de embuchamento do amostrador, sendo assim, o que se tem é uma parte de F_d (força de oposição exercida pelo solo à cravação do amostrador) devido ao atrito lateral externo e outra devida à resistência de ponta da seção transversal de forma plena. Através da aplicação da teoria de capacidade de carga para ponta de estacas proposta por Vesić (1972), Lobo (2005) concluiu também que em solos resistentes 70% de F_d é oriundo da resistência de ponta e os demais 30% proveniente do atrito lateral (Figura 28). Avançando no assunto, Lobo et al.(2012) acrescentam estudos sobre a mobilização de resistência ao longo do amostrador.

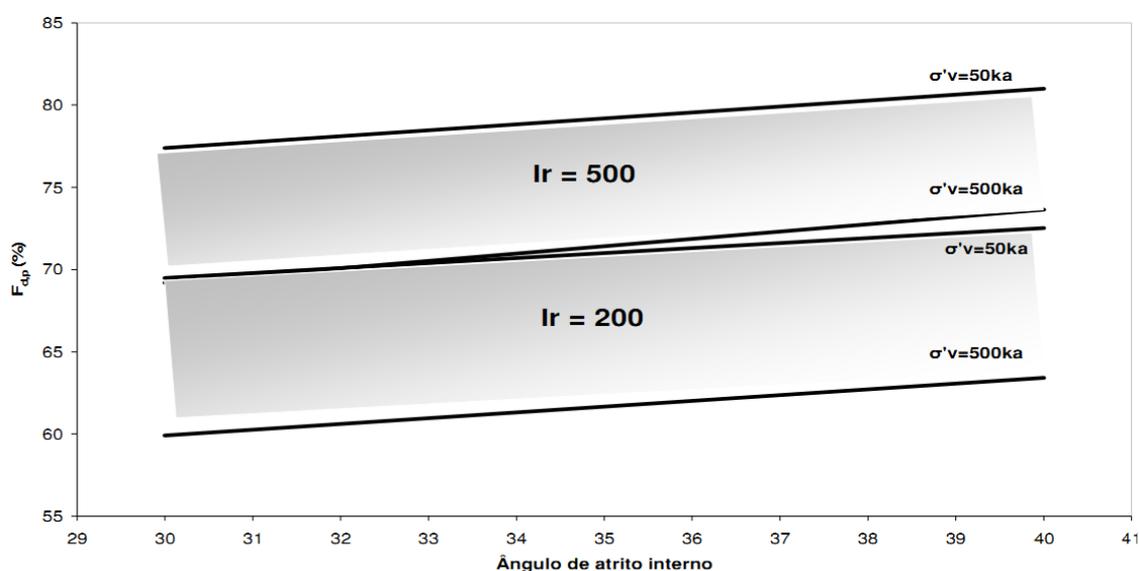


Figura 28 – porcentagem de resistência de ponta mobilizada pela cravação do amostrador (fonte: LOBO, 2005)

Dos conceitos básicos da física, sabe-se que trabalho realizado é igual à força multiplicada por deslocamento. A partir desta relação, fica claro que a força dinâmica (F_d) é igual á relação entre trabalho realizado (energia fornecida ao amostrador) e penetração média do amostrador (30,0 cm).

Para averiguar efeitos de escala entre o amostrador e a estaca, Lobo (2005) apresentou gráficos de razão de diâmetros *versus* razão de resistências laterais e razão de diâmetros *versus* razão de resistências de ponta, ambos para um vasto banco de dados de provas de carga estáticas em estacas tipo tubo metálico. Esta análise levou a conclusão de que a resistência de ponta do amostrador e a resistência de ponta da estaca não apresentaram variações quanto ao efeito escala (Figura 29). Já para o atrito lateral mobilizado nas estacas foi percebido que, com

uma postura conservadora, o valor final é de aproximadamente 20% do calculado para o amostrador (Figura 30).

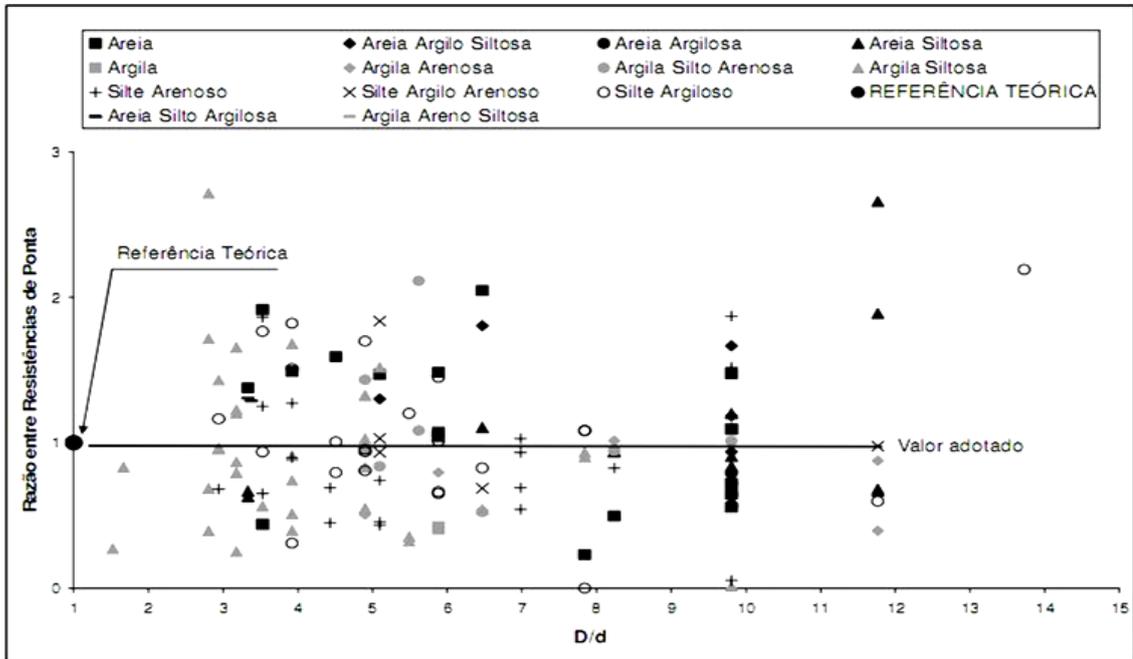


Figura 29 – razão de resistência de ponta *versus* razão de diâmetros (fonte: LOBO, 2005)

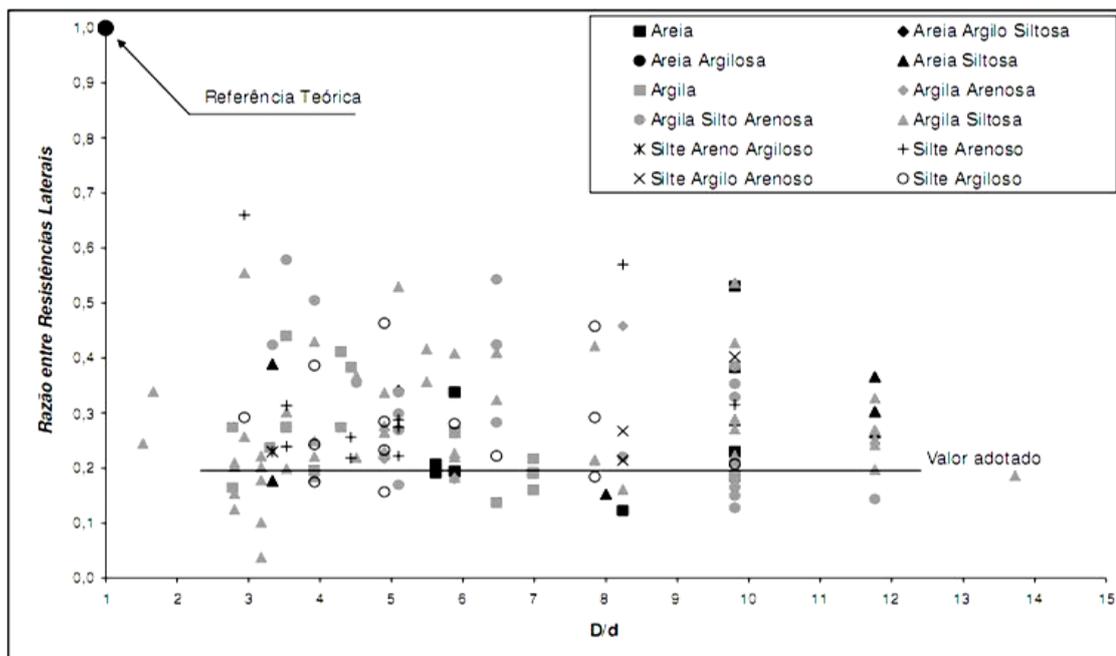


Figura 30 – razão de resistência lateral *versus* razão de diâmetros (fonte: LOBO, 2005)

De posse de tais conclusões, foi proposta a formulação expressa na (Equação 23):

$$Q_U = \alpha \cdot Q_L + \beta \cdot Q_p = \alpha \cdot \frac{0,2 \cdot U}{a_l} \sum F_d \cdot \Delta L + \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} \quad (\text{Equação 23})$$

onde:

U= perímetro da estaca;

a_l = área lateral do amostrador SPT;

ΔL = comprimento do trecho da estaca a ser calculado;

A_p =área da ponta da estaca;

a_p =área da ponta do amostrador;

α = coeficiente resistência lateral – Quadro 12;

β = coeficiente resistência de ponta – Quadro 12.

Quadro 12 – coeficientes α e β (fonte: LOBO, 2005)

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

Através de regressões lineares Lobo (2005) obteve valores para os coeficientes α e β mostrados no Quadro 12. Tais coeficientes, que são em função do tipo de estaca, refletem o mecanismo de interação e o estado de tensões mobilizado na interface estaca-solo. A autora também salienta que a dispersão dos dados resultantes da análise estatística podem ser proveniente da transformação da resistência dinâmica em estática, que sabidamente depende do tipo de solo, entretanto diversos diagramas não apresentaram esta tendência, entre eles, têm-se os representados nas Figura 31 e Figura 32.

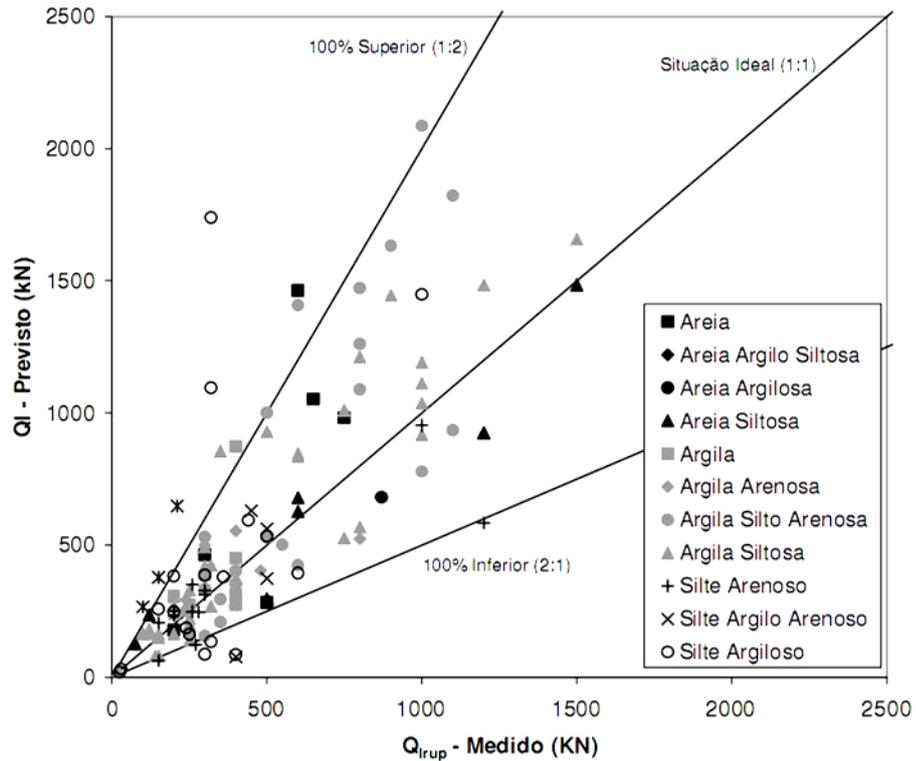


Figura 31 – diagrama de dispersão: carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – estacas cravadas pré-moldadas (fonte: LOBO, 2005)

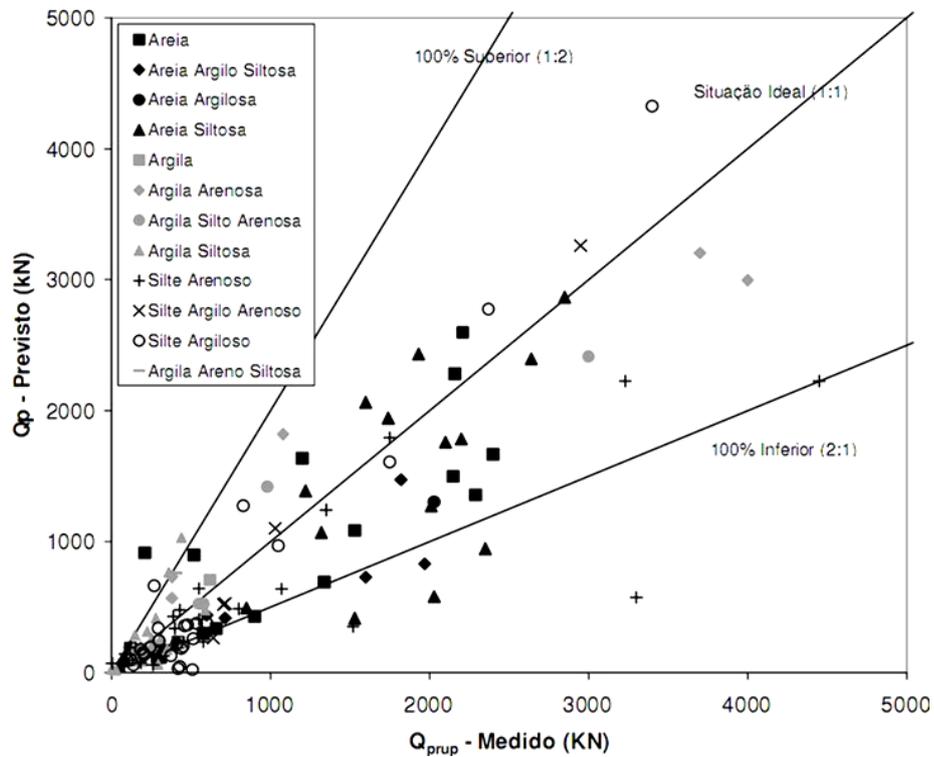


Figura 32 – diagrama de dispersão: carga de ponta medida *versus* carga de ponta prevista – estacas cravadas pré-moldadas (fonte: LOBO, 2005)

Por fim, foram feitas comparações entre o método presente e os semi-empíricos mais usuais no País, nos resultados ilustrados nas Figura 33 e Figura 34 pode-se verificar uma satisfatória acurácia e dispersão dos resultados.

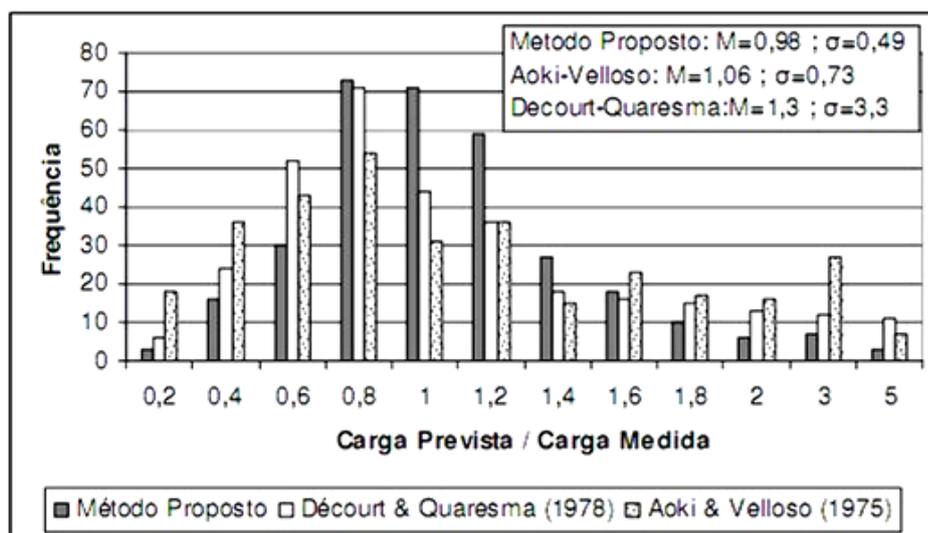


Figura 33 – Comparação entre métodos – banco de dados UFRGS (fonte: LOBO, 2005)

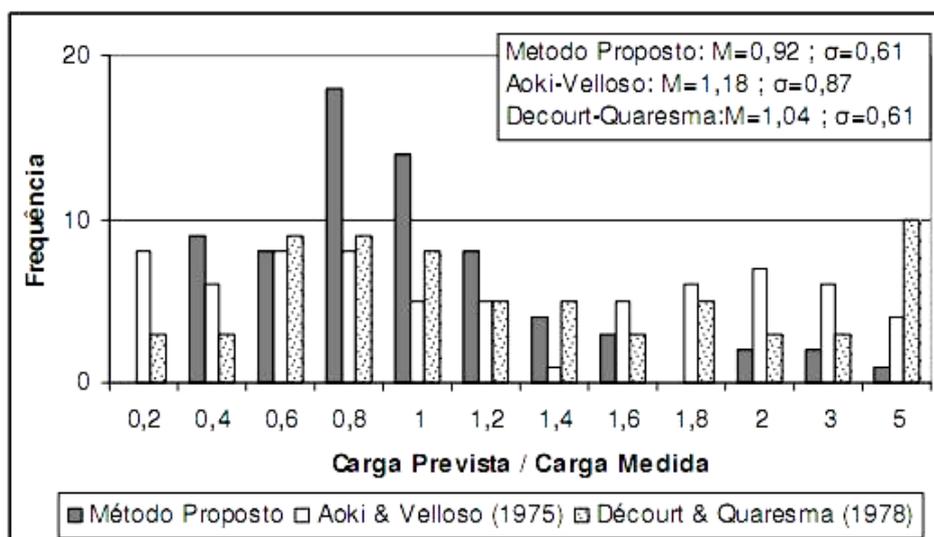


Figura 34 – Comparação entre métodos – banco de dados UFRGS (fonte: LOBO, 2005)

4 CRITÉRIOS DE ANÁLISE

As provas de carga utilizadas nas análises são provenientes de artigos publicados em revistas ou anais de congressos, de teses de doutorado, de dissertações de mestrado, e de documentos de empresas executoras de fundações e provas de carga.

De modo a aplicar o método estudado, foram analisados apenas artigos que apresentavam provas de carga instrumentadas em profundidade com suas respectivas curvas de mobilização de resistência, curva carga *versus* recalque no topo da estaca e perfil SPT representativo. Desta maneira foi possível a distribuição, em profundidade, da carga de ruptura pelo critério preconizado pela NBR 6122/2010.

Por ser um banco de dados internacional, as provas de carga apresentam distintos padrões de incrementos e de velocidade de carregamentos, porém sempre do tipo estática.

4.1 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

A partir do conhecimento da energia consumida no processo de cravação de amostradores no solo, o método UFRGS utiliza uma análise modelo *versus* protótipo para avaliar a energia mobilizada em estacas. O conhecimento das características geométricas da estaca e do amostrador utilizado, assim como a eficiência e parâmetros do sistema, permitem a utilização do método UFRGS para diferentes práticas regionais.

Para que o método atinja seu melhor desempenho de previsão, é preciso que se instrumente o ensaio SPT a fim de obter os valores para η_1 , η_2 e η_3 . Por se tratar de um método recente, inexistem calibrações para o valor de η_2 e η_3 senão para a prática da atual norma brasileira NBR 6484/2001. Sendo assim, os valores de η_2 e η_3 brasileiro foram extrapolados para outras práticas, o que pode gerar dispersão de resultados previstos. O valor de η_1 é geralmente estimado com razoável precisão, pois refere-se à eficiência do golpe, e sempre que fornecido, seu valor foi empregado nas análises do presente trabalho. Nos casos em que a eficiência do golpe não foi relatada, η_1 foi estimado com base no Quadro 2, persistindo a inexistência dos mesmos e para os casos de SPT internacionais, adotou-se uma eficiência de 60%, ou seja

$\eta_1=0,6$, pois este valor representa a maioria dos casos relatados da prática americana, que é, em geral, utilizado em países sem normalização própria.

Visto a significativa contribuição dos pesos das hastes na variação de energia em grandes comprimentos e em solos fofos, foram utilizados dois pesos lineares para a composição de barras, um para valores de experimentos internacionais e outro para o SPT brasileiro. Segundo Lobo (2009), as práticas estadunidense e canadense utilizam hastes do tipo AW de seção transversal efetiva de 8 cm^2 , a autora cita também que a norma ASTM D1586 permite a utilização de hastes do tipo N com (seção de $9,2 \text{ cm}^2$). Desta maneira, nos cálculos de capacidade de carga através do método UFRGS, foi utilizado o valor de 8 cm^2 ($6,28 \text{ kg/m}$) para ensaios internacionais e de $4,1 \text{ cm}^2$ ($3,23 \text{ kg/m}$) para hastes de ensaios brasileiros.

Sabe-se que as estacas possuem limites executivos em relação à resistência do solo, e que, devido à pequena dimensão do amostrador, sondagens do tipo SPT podem facilmente fornecer pontos discretos de resistência que não necessariamente refletem a realidade do subsolo. Por estes motivos, o parâmetro N_{spt} medido em campo foi limitado de acordo com critérios práticos de execução das estacas. Além disso, a limitação do N_{spt} fornece valores de resistência máxima limite, uma vez que estacas atípicas de altíssimas resistências não compõem em volume significativo as provas de carga utilizadas nos desenvolvimentos dos métodos. Cabe lembrar que a verificação de desempenho – prova de carga – de estacas excepcionais e de grandes responsabilidades é mandatória pela boa prática de engenharia.

No intuito de uniformizar as análises e levando em consideração o forte caráter empírico do limite de N_{spt} , foram utilizados limites iguais para todos os métodos empregados (Quadro 13) apesar de os autores dos métodos recomendarem seus próprios limites. O elevado limite para a região da ponta em estacas metálicas ($N_{\text{spt}}=80$) foi utilizado para representar a amostragem do presente trabalho que, em muitos casos, possui estacas instaladas em camadas de elevadíssimas resistências através de martelos de alta capacidade de cravação.

Além dos resultados das provas de carga, os gráficos dos apêndices apresentam os resultados das simulações de cada prova de carga. Nestes gráficos estão relatados os perfis de SPT medidos e equivalentes para diferentes eficiências de golpes do martelo, pois cada método – com exceção ao UFRGS – é vinculado a uma energia específica. Correlações disponíveis na literatura estão relacionadas à eficiência do golpe de 60% e também mencionam a necessidade de correção do nível de tensões, assim os procedimentos teóricos realizados empregaram tais

correções. Já os métodos semi-empíricos brasileiros consideram o parâmetro N_{spt} com relação à eficiência da prática brasileira que foi fixada e assumida, neste trabalho, como sendo 76% para viabilizar e facilitar a aplicação dos parâmetros de energia propostos uma vez que este valor está compreendido na faixa de variação apresentada por diversos autores. Por fim o método UFRGS possui como parâmetro de entrada a eficiência do golpe do martelo (η_1) podendo assim utilizar o perfil de SPT medido.

Quadro 13 – limite de $N_{spt(76)}$ empregado (fonte: elaborado pelo autor)

Tipo de estaca	N_{spt} limite fuste	N_{spt} limite ponta
Escavada	40	40
Hélice contínua	40	40
Pré-moldada metálica	80	80
Pré-moldada concreto	22	40

4.2 INTERPRETAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PONTA

Para alguns autores, a região do subsolo considerada para a resistência de cálculo da base da estaca, é definida pela média entre o N_{spt} imediatamente abaixo da base e o N_{spt} situado acima da base. Já outros autores (ex.: MONTEIRO, 1997, apud VELLOSO; LOPES, 2002) indicam que a região a ser considerada na análise é em função da dimensão da ponta (Figura 35). Sabe-se que a superfície exemplificada na Figura 35 é particularmente caracterizada em solos sedimentares e que para solos residuais, que apresentam cimentação, são comuns puncionamentos e mobilizações de menores superfícies de ruptura. Assim, nas análises, foi considerada a resistência média obtida entre os N_{spt} situados na região compreendida entre dois diâmetros a cima da ponta da estaca e dois diâmetros abaixo da ponta da estaca (e.g. BAZARAA; KURKUR, 1986; BRIAUD; TUCKER, 1988; XU; LEHANE, 2005).

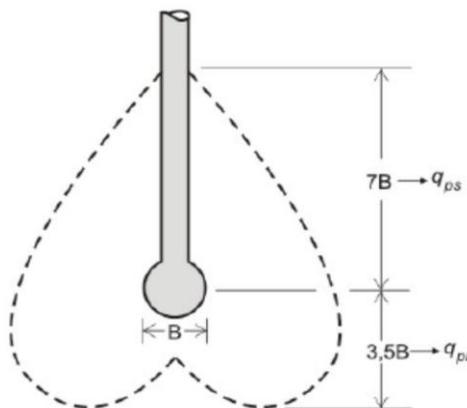


Figura 35 – determinação da resistência de ponta (fonte: MONTEIRO, 1997, apud VELLOSO; LOPES, 2002)

4.3 CARGA DE RUPTURA E MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA

Diferentes são as posições de normas internacionais quanto à definição de carga de ruptura clássica de uma estaca. Entretanto, a ruptura física independe de norma, pois seja ela ocasionada pela ruptura do solo e sua estrutura ou do material estaca em si, temos uma carga de ruptura bem definida. Já para o caso em que ocorra uma ruptura clássica é preciso estipular um critério para caracterizar a carga de ruptura.

Da análise da curva carga *versus* recalque da prova de carga aplicou-se o critério de ruptura estipulado pela NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010). A norma especifica que a ruptura ocorre no ponto em que o recalque é igual à soma da parcela devido às deformações elásticas da estaca e da parcela das deformações plásticas (Equação 24).

$$\Delta_r = \frac{P \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (\text{Equação 24})$$

onde:

Δ_r = recalque de ruptura convencional;

P= carga de ruptura convencional;

L= comprimento da estaca;

A=área da seção transversal da estaca;

E= módulo de Young do material da estaca;

D= diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de estacas barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

A Figura 36 ilustra o critério de ruptura pela NBR 6122/2010.

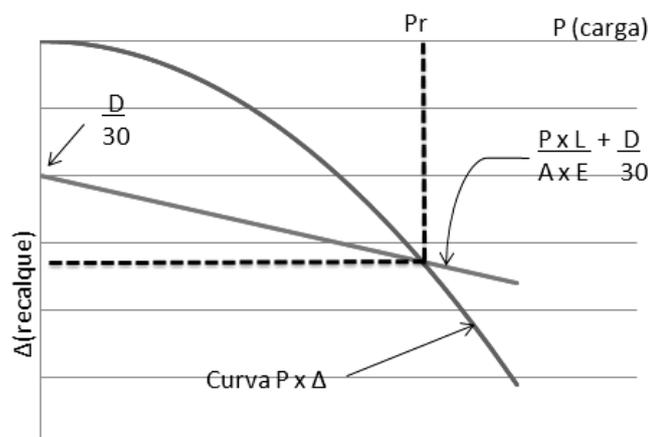


Figura 36 – determinação da carga de ruptura pela NBR 6122/2010
(fonte: elaborado pelo autor)

Cabe aqui ressaltar, que as deformações elásticas consideradas na norma são apenas simplificações, pois à medida que se avança na profundidade da estaca, tem-se um decréscimo da força normal resultante, ou seja, a força “P” não atua integralmente em toda a estaca, logo, temos na realidade, uma deformação menor que a calculada, principalmente em estacas metálicas onde a seção transversal é pequena e as deformações elásticas chegam a atingir valores maiores que a relação $D/30$ (deformação plástica).

A medição do módulo de Young da estaca é geralmente feita através da colocação de *strain-gauges* em um trecho livre inicial da estaca, porém, na prática de ensaio, nem sempre é realizada essa medição ou então não são relatadas nas publicações. Sempre que não foi possível a obtenção dos módulos reais, foi arbitrado um valor igual a 25 GPa para as estacas moldadas em concreto e de 200 GPa para estacas metálicas. Os autores Azevedo e Niyama (1990 apud NIYAMA et al., 1998 p. 723), ao medirem módulos em estacas, encontraram uma variação de 12,8 a 15,4GPa para estacas centrifugadas e ensaiadas em laboratório, já para

estacas em campo, os autores obtiveram valores na faixa de 24,7 a 28,5GPa. Contudo, o valor empregado de 25 GPa para as estacas moldadas em concreto refletiu valor característico da experiência acumulada no desenvolvimento do presente trabalho.

4.3.1 Extrapolação da Curva Carga *versus* Recalque

O banco de dados formado consiste principalmente de estudos acadêmicos, que por suas características tentam eliminar ao máximo as fontes possíveis de erros para que se possam concentrar as variações apenas nos pontos estudados. Entretanto, em muitos casos práticos, os carregamentos aplicados em provas de cargas não levam a estaca à ruptura, pois estes testes são muitas vezes interrompidos antes que se atinjam as deformações suficientes para que se caracterize uma ruptura convencional.

Dentre os motivos que levam a interrupção de uma prova de carga, estão os limites (1,2 a 1,6 vezes a carga de trabalho) estipulados pelos projetistas, que associam, dentre outros fatores, os longos períodos, os custos elevados, a utilização da estaca como parte da estrutura definitiva, ou ainda, porque o quadro de reação ou cargueira utilizada limita o carregamento máximo. Normas internacionais que definem como carga de ruptura o recalque com relação à porcentagem do diâmetro ou um valor absoluto máximo, também são motivos que levam a paralisação de algumas das provas de carga do banco de dados.

Nos casos em que a prova de carga sofreu recalques maiores ou iguais a 90% do exigido pela norma e a curva carga *versus* recalque apresentou tendência clara, a extrapolação foi feita de maneira linear (figura 129-c) e a carga obtida foi considerada como carga de ruptura. Para suprir a necessidade do conhecimento da curva carga *versus* recalque em estacas não rompidas, existem os métodos de extrapolação. Permitidos pela norma brasileira de fundações, estes procedimentos serão aqui representados pelo método de Van der Veen, muito difundido na prática nacional (DÉCOURT et al., 1998).

Na equação que segue (Equação 25) está mostrado o critério de Van der Veen (1953 apud VELLOSO; LOPES, 2002):

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-\alpha v}) \quad (\text{Equação 25})$$

onde:

Q =carga na curva;

Q_{ult} =carga de ruptura (Figura 37);

α = parâmetro que define a forma da curva;

w =recalque.

Utilizando-se os pontos conhecidos da curva medida em campo e atribuindo diferentes valores para a carga de ruptura na (Equação 26), traçam-se curvas até que se tenha uma reta (figura 37 (a)): a carga de ruptura fica definida como a carga arbitrada que gerou a reta. Isolando-se a variável α da (Equação 25) e calculando seu valor para os pontos conhecidos, tem-se uma série de valores dos quais a média é o valor correspondente de alfa.

Por fim, para a extrapolação da curva, basta-se aplicar a (Equação 25) para diferentes recalques como mostra a Figura 37 (b).

$$\text{Eixo das abscissas} = -\ln(1-Q/Q_{ult}) \quad (\text{Equação 26})$$

onde:

Q =carga no ponto conhecido;

Q_{ult} =carga de ruptura estimada.

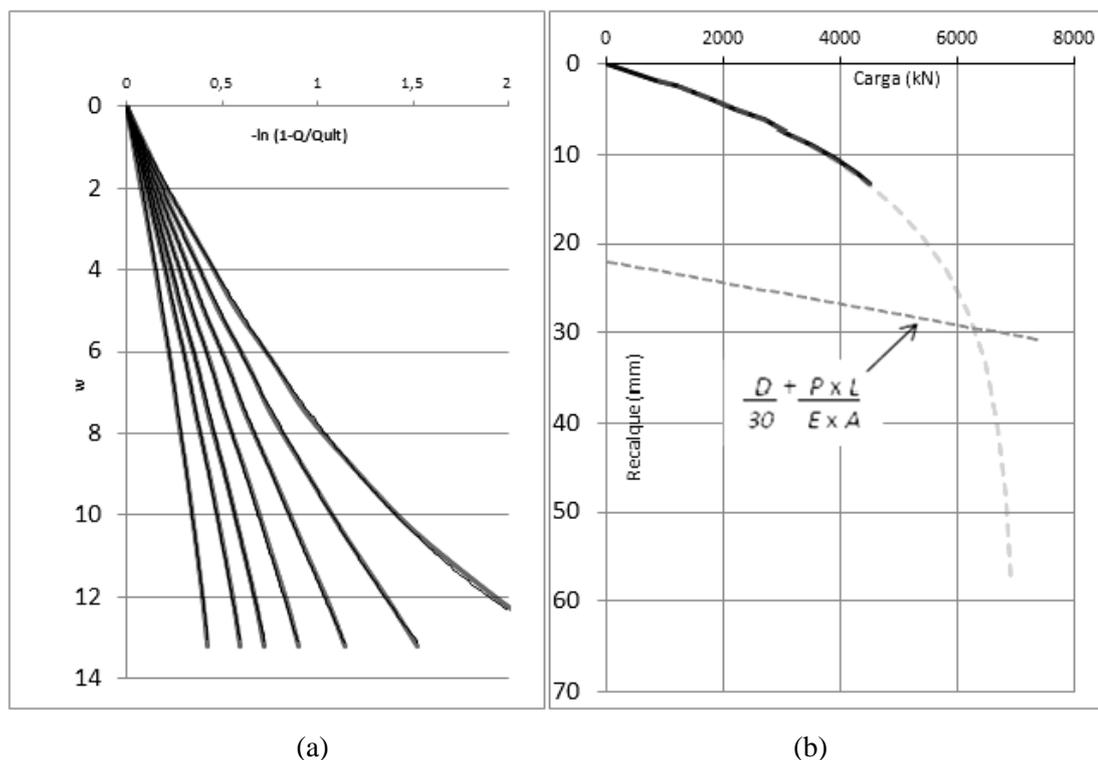


Figura 37– extrapolação da curva carga *versus* recalque pelo método de Van der Veen (fonte: elaborado pelo autor)

Velloso e Lopes (2002, p. 345) relatam que extrapolações de curvas carga *versus* recalque que ficaram apenas no trecho inicial – quase-elástico – conduzem a valores de carga de ruptura exagerados, quando não absurdos. Adicionalmente em mesma publicação, os autores sugerem que o recalque durante a prova de carga deve ser no mínimo de 1% do diâmetro da estaca.

Visto a dificuldade e a imprecisão da obtenção da curva carga *versus* recalque do banco de dados consultado, neste trabalho foram extrapoladas apenas curvas que nitidamente encontravam-se no trecho plástico das deformações. Mesmo após a finalização do trecho pseudo-elástico, sabe-se que pode existir ainda, um ganho de resistência lateral, porém nas análises todo o ganho de resistência feita entre a prova de carga e a extrapolação foi atribuído à resistência de ponta.

Este método é empregado para qualquer tipo de estaca, porém sabe-se que a ponta em estacas escavadas é mobilizada a grandes deformações, logo se tem aqui, uma fonte de dispersão e variação dos resultados.

4.3.2 Obtenção da Curva de Mobilização de Resistência para Carga de Ruptura

Para cada incremento de carga, traçam-se curvas de cargas mobilizadas *versus* profundidade, conforme valores obtidos pelas instrumentações em profundidade.

Com o valor de ruptura obtido pela definição da NBR 6122:20120 e as curvas de mobilização de resistência medidas, interpola-se uma curva de mobilização. Na Figura 38 apresenta-se o procedimento gráfico para a obtenção da curva correspondente a carga estimada pelo processo de interpolação.

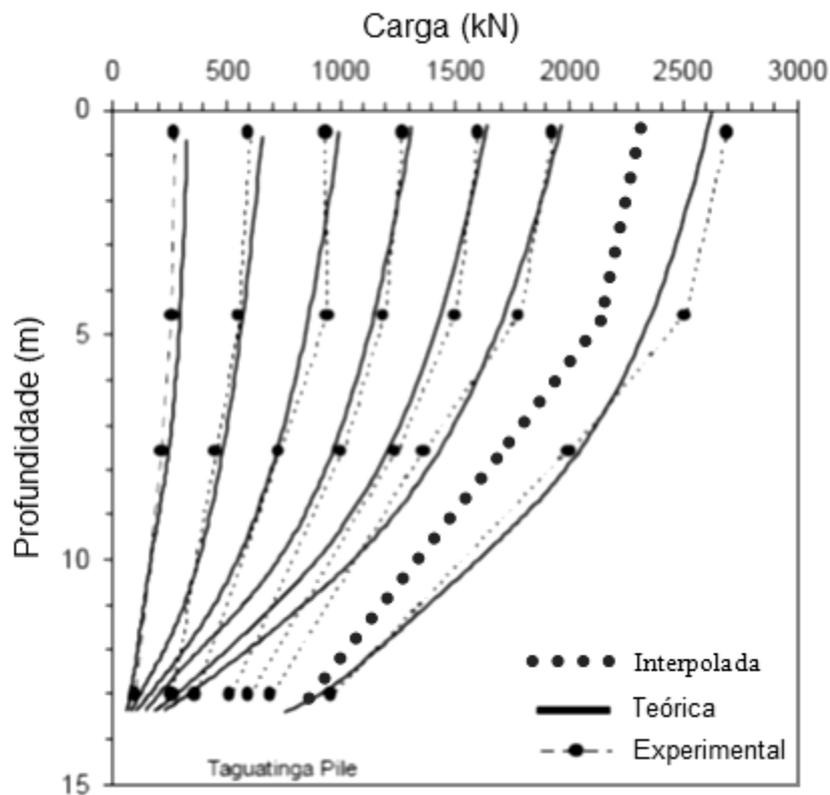


Figura 38 – exemplo hipotético de interpolação da curva de mobilização de resistência para carga de ruptura. (fonte: adaptado CUNHA; KUKLIK, 2003)

Durante o processo de execução das estacas, parte da instrumentação pode ser perdida devido a obstruções de fustes, danificações causadas por anomalias do solo, e principalmente, pelo processo percussivo em estacas cravadas. Desta forma, em boa parte dos casos, a instrumentação encontra-se no fuste e levemente acima da ponta. Para a obtenção da resistência de ponta, extrapola-se o último trecho medido do fuste e então se diminuiu da carga total, o valor medido de resistência lateral de toda a estaca (Figura 38 e Figura 39).

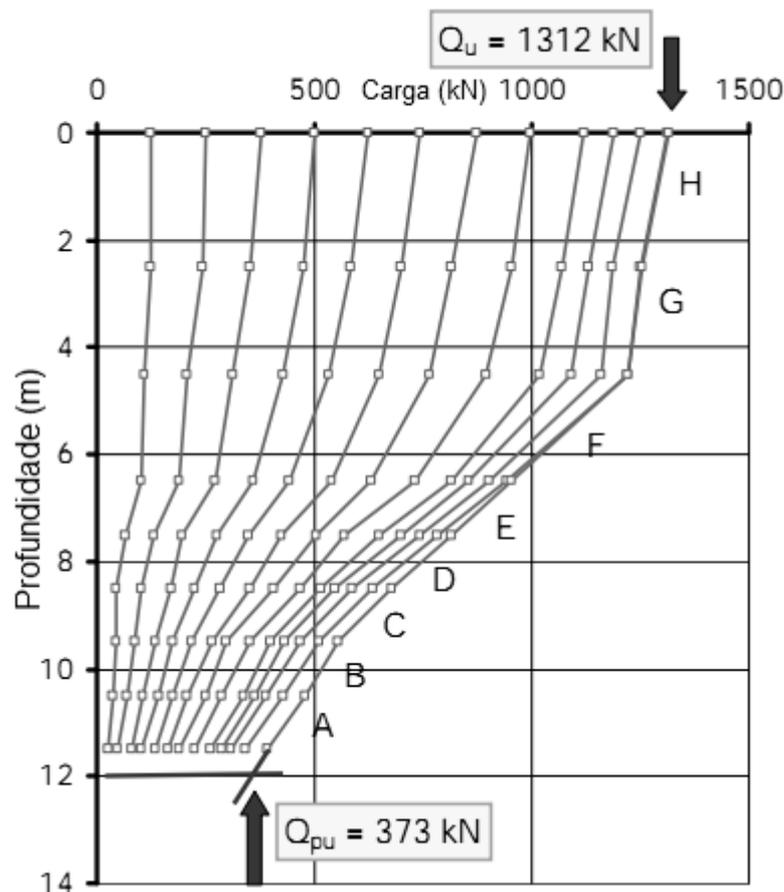


Figura 39 – extrapolação de ponto medido e obtenção da resistência de ponta (fonte: REIFFSTECK, 2009)

Sabe-se que o atrito lateral de uma estaca é mobilizado a pequenas deformações e a resistência de ponta a grandes deformações e que este efeito é tão melhor definido quanto menor for a relação entre a rigidez do solo na região da ponta sobre a rigidez do solo no fuste.

Para os testes em que a ruptura foi atingida, foi realizada interpolação das cargas medidas conforme apresentado na Figura 38. Já para os testes extrapolados, admitiu-se que todo o atrito lateral já havia sido mobilizado e então, a curva carga mobilizada *versus* profundidade foi simplesmente translada de uma distância igual à carga correspondente à ponta, ou seja, a diferença obtida pelo método de Van der Veen e a última carga aplicada (Figura 40).

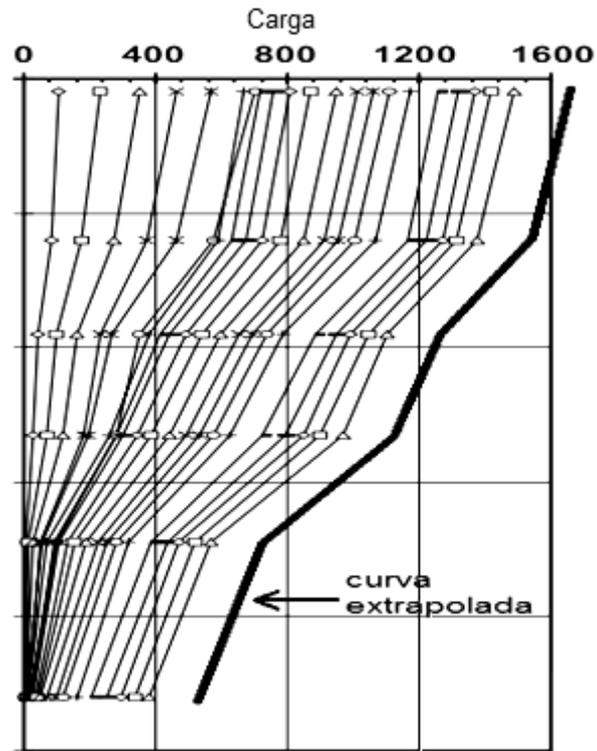


Figura 40 – exemplo hipotético de extrapolação da curva carga *versus* profundidade (fonte: adaptado THASNANIPAN et al., 1998)

5 RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 VERIFICAÇÃO DE PARÂMETROS DE TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA

De modo a averiguar e empregar, na presente pesquisa, os parâmetros de energia propostos por Odebrecht et al. (2005), o banco de dados de estacas metálicas utilizado por Lobo (2005) foi reavaliado com o emprego dos parâmetros propostos por Odebrecht et al. (2005). A Figura 41 apresenta a dispersão dos resultados obtidos por Lobo (2005) enquanto na Figura 42 os mesmos ensaios aparecem analisados com os parâmetros de Odebrecht et al. (2005).

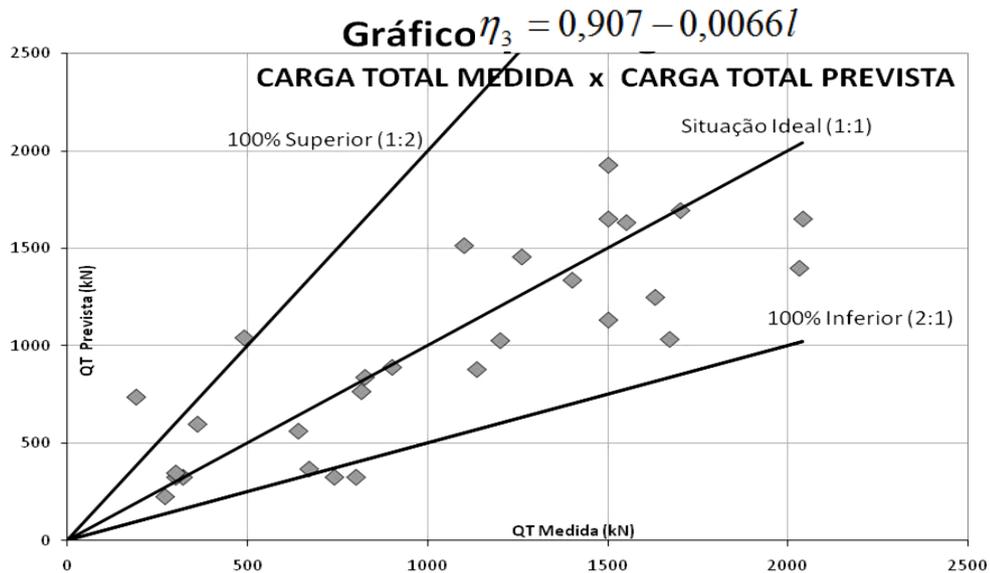


Figura 41 – carga total prevista *versus* carga total medida (fonte: adaptado Lobo, 2005)

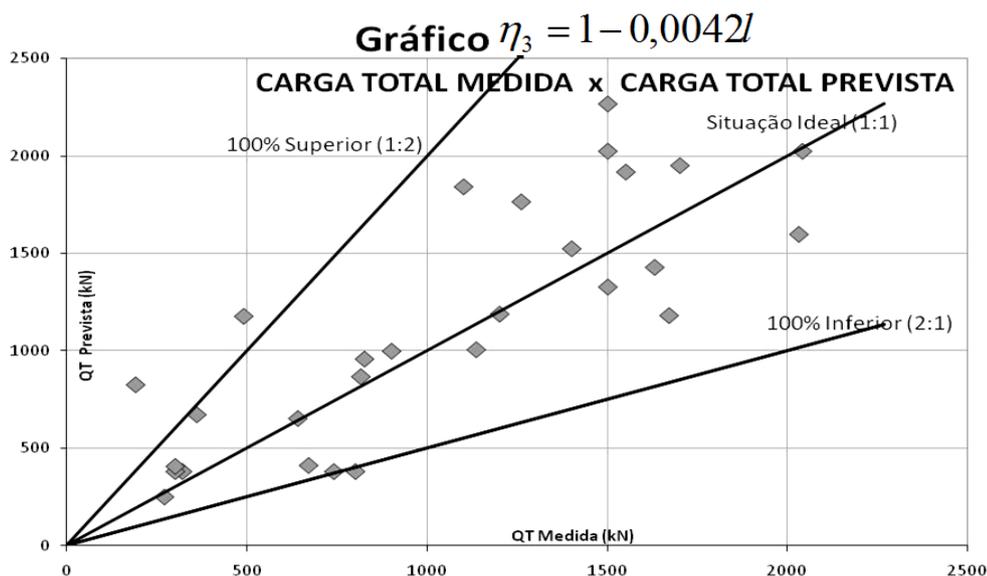


Figura 42 – carga total prevista *versus* carga total medida – parâmetros por Odebrecht et al.(2005) (fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 1: média e desvio padrão para parâmetros propostos por Odebrecht (2003) (fonte: elaborado pelo autor)

Método UFRGS - η_3 por Odebrecht (2003)			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	1,1	1,0	1,1
Desvio Padrão	0,9	0,7	0,6

Tabela 2: média e desvio padrão para parâmetros propostos por Odebrecht et al.(2005)

Método UFRGS - η_3 por Odebrecht et al.(2005)			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	1,3	1,2	1,2
Desvio Padrão	1,0	0,8	0,7

A partir dos gráficos apresentados nas figuras figura 41 e figura 42 e nas tabelas tabela 1 e tabela 2, podemos verificar que a precisão, bem como sua dispersão, são levemente alteradas pelos novos parâmetros. Entretanto, por apresentarem maior rigor teórico, acredita-se que os novos parâmetros favoreçam o método quando a análise se dá em estacas não usuais (geometrias atípicas). Assim na presente pesquisa, foram utilizados os parâmetros propostos por Odebrecht et al.(2005) modificando ligeiramente a proposta inicial de Lobo (2005).

5.2 ESTIMATIVAS COM ABORDAGEM TEÓRICA:

Segundo Fellenius (1993) “a análise corrente da capacidade de carga estática de uma estaca é, na maioria dos locais do mundo, baseada em modelos expressos em tensões efetivas.”.

De modo a analisar e comparar resultados fornecidos pela interpretação teórica, estimativas embasadas nas abordagens feitas pela bibliografia consagrada pela prática (POULOS; DAVIS, 1980, TOMLISON; WOODWARD, 2008, VELLOSO; LOPES, 2002, etc.) foram realizadas para todas as estacas.

Os parâmetros básicos da mecânica dos solos (ϕ , C , S_u , k_0 , etc.) são, *a priori*, indispensáveis para a análise teórica dos esforços em uma estaca, entretanto a obtenção direta de seus valores requer ensaios de laboratório e avançados ensaios de campo ao longo de toda a profundidade da estaca, logo esta não caracteriza a prática corrente em muitos países.

Nas análises do trabalho, os parâmetros básicos citados foram empregados sempre que publicados junto com a prova de carga, porém, na maioria dos casos, foram utilizadas correlações com o N_{spt} (SKEMPTON, 1986, GIBBZ; HOLTZ, 1957, DE MELLO, 1971, SCHNAID, 2000, SCHNAID, 2009) para a obtenção do ângulo de atrito; nestes casos a coesão foi considerada nula restando apenas a parcela friccional como representante do parâmetro N_{spt} .

Seguindo as recomendações de Liao e Whitman (1985, apud CLAYTON, 1995), Jamiolkowski et al.(1985, apud CLAYTON, 1995) e Schnaid (2000), o parâmetro N_{spt} foi corrigido para as tensões efetivas atuantes antes que as correlações pudessem ser utilizadas. O cálculo das tensões efetivas foi realizado através de tabela proposta por Clayton (1993) que correlaciona N_{spt} com peso específico seco.

Nos casos em que correlações tiveram de ser utilizadas, têm-se, em boa parte da amostra, resultados de baixa confiabilidade, pois além das simplificações e imprecisões das correlações, outros fatores (como k_0) que alteram o mecanismo de mobilização de resistência tiveram de ser estipulados por correlações ou experiência.

As condições de drenagem em fundações profundas são função do coeficiente de condutividade hidráulica do material, da velocidade de carregamento e da estratigrafia do subsolo. Com o intuito de viabilizar e de uniformizar as simulações, foram fixados os

seguintes critérios para aplicação de abordagem de condições não drenáveis: $N_{spt} < 5$, solo submerso e predominantemente argiloso.

A estimativa de resistência de ponta das estacas foi realizada através da teoria de expansão de cavidade (VESIĆ, 1972) para todas as estacas. Nesta estimativa, dever-se-ia considerar as previsões de tensões residuais desenvolvidas, entretanto este tipo de consideração é de difícil aplicabilidade, pois depende de parâmetros de execução, efeitos de *setup*, *quake* do solo, dentre outros. Uma vez que o cálculo por métodos teóricos não é objeto direto do presente trabalho e que o mesmo é usado conjuntamente com métodos semi-empíricos para verificação do estágio atual da prática brasileira, tensões residuais só foram consideradas quando publicadas pelos autores. Regras empíricas de profundidade críticas para a previsão de capacidade de carga em estacas não foram empregadas nos casos analisados.

Alguns autores aconselham descontar, da capacidade de carga da estaca, o peso próprio do elemento de fundação (POULOS; DAVIS, 1980, EUROCÓDIGO 7). Já outros autores, preferem simplificar e não levar em consideração o peso da estaca, pois ela substitui o peso do solo escavado e a diferença de carga final seria insignificante. Assim, este foi o tipo de interpretação utilizado no presente trabalho.

5.3 APRESENTAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DOS RESULTADOS

Inicialmente, os resultados estão agrupados e representados por tipo de estaca (metálica cravada, escavadas, hélice contínua e cravada pré-moldada). Em seguida, têm-se representações englobando os resultados para todos os tipos de estacas. Para cada tipo de estaca apresentam-se quadro resumo, gráficos de dispersões e tabela contendo média e desvio padrão.

5.3.1 Quadros Resumos, Diagramas de Dispersão e Histogramas de Desempenhos

5.3.1.1 Quadros resumos

Para cada tipo de estaca existem dois quadros resumos, um deles – quadro principal – contendo os detalhes das provas de carga e os resultados provenientes da aplicação do método UFRGS e o outro contendo os resultados obtidos com os métodos semi-empíricos e a abordagem teórica.

Para cada prova de carga analisada, apresentam-se as características geométricas da estaca, as resistências medidas pela instrumentação, os valores estimados pelo método, o nível de deformação em que a estaca foi testada, os N_{spt} (eficiência = 76%) médios na região do fuste e da ponta, indicação de similaridade ou de igualdade com outras estacas apresentadas, além de observações gerais que podem conter tipo de carregamento, tipo de solo, local do teste, e outras informações peculiares e relevantes.

No banco de dados disponível, alguns trabalhos apresentam mais que uma prova de carga executada em estacas idênticas ou com dimensões de mesma ordem de grandeza e com mesmo perfil SPT. Levando-se em conta que diversos são os fatores que podem influenciar nos resultados de resistência, ensaios realizados com mesmo procedimento, em estacas similares e em mesmo sítio, tendem a ter um comportamento muito semelhante, logo influenciam na análise da dispersão dos resultados. Com o intuito de identificar o número de ensaios similares ou idênticos, apresentam-se nos quadros resumos, colunas que identificam grupos de similaridade (dimensões aproximadas, mesmo sítio e prática) e grupos correspondentes a estacas e provas de carga idênticas.

Para fácil visualização dos resultados, na primeira coluna da tabela principal, tem-se o número de referência da prova de carga e o número da figura (representada nos apêndices) que apresenta os resultados gráficos do teste e das análises.

Após os quadros principais de cada modalidade de estaca, apresentam-se os quadros resumos contendo os resultados obtidos pela aplicação do método teórico e dos dois métodos semi-empíricos aplicados (Aoki-Velloso e Décourt & Quaresma).

Sem sofrer qualquer tipo de corte de pontos extremos, são apresentadas tabelas com médias e desvios padrões das previsões realizadas para a amostra, e por fim, apresentam-se gráficos com médias e desvios padrões que consideram apenas os casos estatisticamente representativos conforme critério explicitado em item antecessor aos gráficos.

5.3.1.2 Gráficos de dispersão

Para cada tipo de estaca, e para o grupo de estacas como um todo, existem três gráficos, um deles correspondente ao atrito lateral, outro à resistência de ponta e o último à carga total mobilizada (Figura 43 a Figura 57). Nestes gráficos foram plotados os pontos correspondentes a carga medida *versus* carga prevista pelo método UFRGS e pelos métodos semi-empíricos. Tais gráficos têm por objetivo fornecer a dispersão visual correspondente à acurácia do

método, apresentam diferentes escalas para uma melhor visualização do grupo de pontos e também para observação de comportamentos conforme a magnitude do carregamento.

Nos gráficos, existem três linhas auxiliares com inclinações 2:1, 1:1 e 1:2 refletindo, respectivamente, as condições de previsões subestimadas em duas vezes, exatas e superestimadas em duas vezes. Tem-se também, dois grupos de pontos, um deles classificado como rompido, que contém os ensaios que atingiram no mínimo 90% do recalque necessário para a ruptura convencional, e outro contendo apenas os pontos referentes a provas de cargas que tiveram seus resultados extrapolados pelo método de Van der Veen.

De forma a unificar e resumir os gráficos de dispersão em figuras únicas, todas as estacas foram plotadas em três gráficos (resistência lateral, resistência ponta e resistência total) após corte estatístico de representatividade (Figura 58 a Figura 60). Estes gráficos apresentam separações claras do tipo de estaca, entretanto, neste tipo de gráfico, a magnitude da carga não é expressa, nota-se que junto à legenda encontra-se a média (\bar{X}) e o desvio padrão (s) obtido para cada método.

Para auxiliar o estudo do comportamento do método UFRGS e sua validação para a prática de projetos, todos os resultados são comparados com métodos semi-empíricos e com a abordagem teórica. Porém, como mostram os resultados das tabelas compreendidas entre a Tabela 3 e a Tabela 7 a análise teórica se mostrou insatisfatória com elevadas dispersões, e assim os pontos obtidos por esta abordagem não estão plotados nos gráficos, pois seu emprego distorceria escalas e prejudicaria a observação dos resultados obtidos pelos métodos, além de não fornecer, com significância, seu objetivo de método referencial na avaliação dos resultados.

5.3.1.3 Seleção estatística de pontos representativos

Dos histogramas representados pelas figuras figura 61, figura 62 e figura 63, observa-se que a distribuição dos resultados é classificada como assimétrica, pois os valores se distribuem desigualmente entorno da média.

Segundo Barbetta et al. (2009), em distribuições assimétricas, valores superiores a $1,5 \cdot d_q$ (Equação 27) são classificados como valores discrepantes da amostra; assim na seleção de valores significativos da amostra, foram eliminados pontos com valores discrepantes (Equação 28).

$$d_q = q_s - q_i \quad (\text{Equação 27})$$

onde:

d_q = desvio interquartilico;

q_s = quartil superior;

q_i = quartil inferior.

$$V_d = q_s + 1,5 \cdot d_q \quad (\text{Equação 28})$$

onde:

V_d = valor discrepante.

O número de casos significativos (não excluídos da amostra) pode ser observado através da leitura do número de casos existente no eixo das abscissas nas figuras figura 61, figura 62 e figura 63.

Sempre que um gráfico representar mais que um tipo de estaca, ainda que dividido internamente, os dados sofreram processo estatístico de representatividade.

5.3.1.4 Histograma de desempenho dos métodos

Para a avaliação relativa do desempenho dos métodos, apresentam-se gráficos em barras (Figura 61 a Figura 63), que refletem a frequência dos resultados por faixa de acurácia. Destaca-se que estes gráficos representam os resultados obtidos para o banco de dados completo e que possuíram processo estatístico com o intuito de eliminar pontos não representativos da amostra.

5.3.2 Curva de Mobilização de Resistência e Curva Carga *versus* Recalque

Conforme descrito anteriormente, a distribuição de carga ao longo do fuste da estaca se dá por resistência de atrito lateral, e desta forma, tem-se na parte superior da estaca todo o carregamento aplicado, valor este que vai diminuindo com a profundidade devido à oposição imposta pelo atrito no fuste da estaca, chegando por fim, a resistência oferecida pela ponta.

Da análise da deformação ocorrida em pontos localizados (valores oriundos das instrumentações), pode-se estimar a resistência em cada profundidade. Com a ligação gráfica dos valores registrados nos instrumentos, é possível obter o diagrama de distribuição de mobilização de resistência. Por se tratarem de medições discretas e em quantidade reduzidas, a curva de mobilização é bastante angulosa, ao contrário das curvas calculadas que são feitas a cada metro, pois corresponde a cada valor medido de N_{spt} .

Nos apêndices do presente trabalho, estão representadas, para cada estaca, as curvas carga *versus* recalque ao lado de gráficos que agrupam as curvas de mobilização de resistência calculada pelo método UFRGS, Décourt & Quaresma, Aoki-Velloso, estimativa teórica e medida pela instrumentação. As curvas carga *versus* recalque são formadas pela ligação dos pontos de estabilização dos recalques após cada incremento de carga. Os gráficos aqui representados são, na sua maioria, oriundos de curvas ajustadas para os pontos de estabilização. Ao lado de cada figura supracitada, tem-se o perfil SPT medido e de cálculo utilizado.

5.4 ESTACAS METÁLICAS

5.4.1 Resultados

Diferentemente da prática comum em estacas de concreto, as estacas metálicas possuem, frequentemente, formas geométricas como perfis metálicos de seção “H”, tubos metálicos vazados, ou ainda trilhos de trem desgastados, assim surge o questionamento quanto às áreas (ponta e lateral) a serem empregadas nas previsões. Seguindo orientações práticas descritas por Alonso (1998) e o bom ajuste dos resultados das provas de carga, as estacas foram sempre consideradas de ponta embuchadas (área do retângulo envolvente ou seção circular total) e o atrito lateral considerado igual a toda a superfície do perfil ou à área externa no caso de tubos metálicos.

Ao considerar apenas a área relativa à seção de aço, o projetista adota uma postura conservadora e antieconômica, pois para solos resistentes – predominante em regiões de ponta – as resistências estimadas para a base seriam irrisórias quando comparada com as cargas medidas na prática de provas de carga. Por outro lado, ao considerar seção cheia, o Engenheiro corre riscos, pois o fenômeno de embuchamento ou a observação parcial de sua ocorrência é de difícil previsão e observação e no caso de perfis metálicos, impossível de ser obtido.

A seguir mostram-se quadros (Quadro 14 e Quadro 15) que apresentam e resumem as provas de carga, e resultados obtidos da aplicação dos métodos.

Quadro 14 – quadro resumo das estacas metálicas com aplicação do método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Ref. / Fig.	Estaca		Medido(kN)			Método UFRGS						W_{po}/W_{norma}	Observações / Critérios	Igualdade	Similaridade	Citação	N ₇₆ médio fuste	N ₇₆ médio ponta
						Estimado(kN)			Estimado/Medido									
						QL	QP	QT	QL	QP	QT							
1/64	48	0,30	3299	701	4000	2785	568,3	3354	0,8	0,8	0,8	0,6	H, seção variável, carregamento lento, BRA				11	18
2/65	7	0,36	435	495	930	333,4	904,3	1238	0,8	1,8	1,3	2,4	Tubo ponta aberta, carregamento lento, tensões residuais		A	PAIK et al., 2003	14	22
3/66	49	0,31	3490	40	3530	2758	431,6	3190	0,8	10,8	0,9	1,6	H, seção variável, carregamento rápido, BRA			FALCONI; PEREZ, 2008	10	12
4/67	9	0,27	154,9	225,2	380	195,8	285,1	480,9	1,3	1,3	1,3	1,5	Tubo ponta fechada, $\eta_1=40\%$, EUA			BRIAUD; TUCKER, 1989	8	10
5/68	7	0,36	455	995	1450	333,4	904,3	1238	0,7	0,9	0,9	2,5	Tubo ponta fechada, carregamento lento, tensões		A	PAIK et al., 2003	13	22
6/69	17	0,35	845	905	1750	1870	2177	4047	2,2	2,4	2,3	2,3	H, carregamento lento, tensões residuais consideradas. EUA			SEO et al., 2009	20	69
7/70	55	0,43	4148	6152	10300	7720	2486	10206	1,9	0,4	1,0	0,8	H, SPT extrap., CHN		B	YU, F, 2008	37	145
8/71	40	0,45	3813	6088	9900	5097	2580	7677	1,3	0,4	0,8	1,3	H, SPT extrap., CHN		B	YU, F, 2008	27	94

parte 1/3

9/72	80	1,50	22800	16200	39000	21230	35657	56887	0,9	2,2	1,5	1,0	tubo ponta aberta, carregamento rápido, SPT extrap, JPN	C	KIKUCHI, et al., 2007	23	68
10/73	66	1,50	14500	16000	30500	12041	38445	50486	0,8	2,4	1,7	1,3	tubo ponta aberta, carregamento rápido, SPT extrap, JPN	C	KIKUCHI, et al., 2007	15	68
11/74	36	0,61	4160	240	4400	2640	3117	5757	0,6	13,0	1,3	1,1	ponta cônica, fechada, TWN, carregamento rápido, tensões		YEN, 1989	13	30
12/75	33	0,61	2620	2880	5500	1577	3666	5243	0,6	1,3	1,0	0,1	tubo fechado, Singapura		MOH, 1994	8	43
13/76	15	0,70	3961	2139	6100	3717	9127	12844	0,9	4,3	2,1	0,5	Tubo metálico aberto, BRA		LOPES, 1986	34	71
14/77	41	0,60	3800	4200	8000	1428	1842	3270	0,4	0,4	0,4	0,4	tubo aberto, pintura betuminosa até 26,0 m, JPN	D	GYOTEN et al., 1982	7	20
15/78	38	0,60	3380	4120	7500	1016	3155	4171	0,3	0,8	0,6	0,4	tubo aberto, pintura betuminosa até 26,0 m, JPN	D	GYOTEN et al., 1982	16	42
16/79	17	0,36	755	345	1100	1008	2183	3191	1,3	6,3	2,9	2,8	ponta fechada, EUA		KIM et al., 2009	20	87
17/80	52	0,37	9655	2100	11755	12389	2985	15374	1,3	1,4	1,3	1,0	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	61	118

parte 2/3

18/81	45	0,37	8950	1350	10300	7345	3084	10429	0,8	2,3	1,0	1,0	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	36	118
19/82	48	0,37	6150	2850	9000	7451	3042	10493	1,2	1,1	1,2	1,2	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	35	118
20/83	59	0,37	9100	2600	11700	12606	2885	15491	1,4	1,1	1,3	1,0	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	53	118
21/84	39	0,37	4300	8700	13000	7232	3169	10400	1,7	0,4	0,8	1,0	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	41	118
22/85	56	0,37	4250	7250	11500	11775	2928	14703	2,8	0,4	1,3	0,7	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	48	118
23/86	53	0,37	7050	5450	12500	11324	2971	14295	1,6	0,5	1,1	0,8	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	55	118
24/87	60	0,37	4000	8000	12000	11977	2831	14808	3,0	0,4	1,2	0,7	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	39	79
25/88	56	0,37	10350	7650	18000	14861	2928	17789	1,4	0,4	1,0	0,4	H, saprolito, SPT extrap., residuais consideradas, HKG	E	ZHANG; WANG, 2007	69	118
Legenda / observações:																	
W _{norma} = recalque norma						Cargas em kN						H = perfil metálico seção "H"					
W _{pc} = recalque prova de carga						Medidas em metros											

parte 3/3

Quadro 15 – quadro resumo das estacas metálicas – resultados dos métodos Aoki-Velloso, Décourt & Quaresma e abordagem teórica (fonte: elaborado pelo autor)

Ref. / Fig.	Estaca		Método Aoki-Velloso						Método Décourt-Quaresma						Método Teórico					
			Estimado			Estimado/Medido			Estimado			Estimado/Medido			Estimado			Estimado/Medido		
	L	Φ	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT
1/64	48	0,30	3795	549,6	4345,1	1,2	0,8	1,1	3946	526,5	4472	1,2	0,8	1,1	2460	1103	3563	0,7	1,6	0,9
2/65	7	0,36	437,4	1233	1670,6	1,0	2,5	1,8	442,8	863,3	1306	1,0	1,7	1,4	67,05	963,2	1030	0,2	1,9	1,1
3/66	49	0,31	3753	360,6	4113,1	1,1	9,0	1,2	3932	286,9	4219	1,1	7,2	1,2	2704	1039	3743	0,8	26,0	1,1
4/67	9	0,27	251,5	380,7	632,3	1,6	1,7	1,7	286,8	266,5	553,3	1,9	1,2	1,5	98,42	320,8	419,2	0,6	1,4	1,1
5/68	7	0,36	437,4	1233	1670,6	1,0	1,2	1,2	442,8	863,3	1306	1,0	0,9	0,9	67,05	963,2	1030	0,1	1,0	0,7
6/69	17	0,35	1955	1077	3032,2	2,3	1,2	1,7	2397	1100	3497	2,8	1,2	2,0	656,6	548,3	1205	0,8	0,6	0,7
7/70	55	0,43	13363	3401	16764	3,2	0,6	1,6	10750	2976	13726	2,6	0,5	1,3	7578	4214	11792	1,8	0,7	1,1
8/71	40	0,45	8407	3291	11699	2,2	0,5	1,2	6869	2880	9749	1,8	0,5	1,0	4153	3129	7282	1,1	0,5	0,7
9/72	80	1,50	33861	69001	102862	1,5	4,3	2,6	32697	48300	80997	1,4	3,0	2,1	19376	48347	67724	0,8	3,0	1,7
10/73	66	1,50	17213	69001	86214	1,2	4,3	2,8	18164	48300	66464	1,3	3,0	2,2	11182	44852	56034	0,8	2,8	1,8
11/74	36	0,61	3392	3032	6423,4	0,8	12,6	1,5	3655	2264	5920	0,9	9,4	1,3	2266	4035	6300	0,5	16,8	1,4
12/75	33	0,61	1942	4357	6299,1	0,7	1,5	1,1	2276	3815	6091	0,9	1,3	1,1	1567	3869	5436	0,6	1,3	1,0
13/76	15	0,70	4744	7884	12628	1,2	3,7	2,1	4591	9198	13789	1,2	4,3	2,3	489,9	7501	7991	0,1	3,5	1,3
14/77	41	0,60	2231	3556	5787,6	0,6	0,8	0,7	2643	2489	5132	0,7	0,6	0,6	1022	3148	4171	0,3	0,7	0,5
15/78	38	0,60	1435	6223	7658,1	0,4	1,5	1,0	1922	4356	6279	0,6	1,1	0,8	1191	4765	5956	0,4	1,2	0,8
16/79	17	0,356	908	997,7	1905,7	1,2	2,9	1,7	1320	1101	2421	1,7	3,2	2,2	761,2	1867	2628	1,0	5,4	2,4
17/80	52	0,37	21061	4024	25084	2,2	1,9	2,1	16677	3521	20198	1,7	1,7	1,7	4146	4197	8343	0,4	2,0	0,7
18/81	45	0,37	12090	4024	16113	1,4	3,0	1,6	9966	3521	13486	1,1	2,6	1,3	2788	4599	7387	0,3	3,4	0,7
19/82	48	0,37	12257	4024	16281	2,0	1,4	1,8	10139	3521	13660	1,6	1,2	1,5	3601	4315	7916	0,6	1,5	0,9
20/83	59	0,37	21849	4024	25872	2,4	1,5	2,2	17406	3521	20926	1,9	1,4	1,8	5613	4197	9811	0,6	1,6	0,8
21/84	39	0,37	11543	4024	15566	2,7	0,5	1,2	9558	3521	13078	2,2	0,4	1,0	2164	4749	6913	0,5	0,5	0,5
22/85	56	0,37	20154	4024	24177	4,7	0,6	2,1	16149	3521	19670	3,8	0,5	1,7	4794	4219	9013	1,1	0,6	0,8
23/86	53	0,37	19092	4024	23116	2,7	0,7	1,8	15398	3521	18919	2,2	0,6	1,5	4180	4200	8380	0,6	0,8	0,7
24/87	60	0,37	20784	3965	24750	5,2	0,5	2,1	16657	3470	20127	4,2	0,4	1,7	5737	3266	9003	1,4	0,4	0,8
25/88	56	0,37	25160	4024	29184	2,4	0,5	1,6	19981	3521	23501	1,9	0,5	1,3	5020	4212	9231	0,5	0,6	0,5

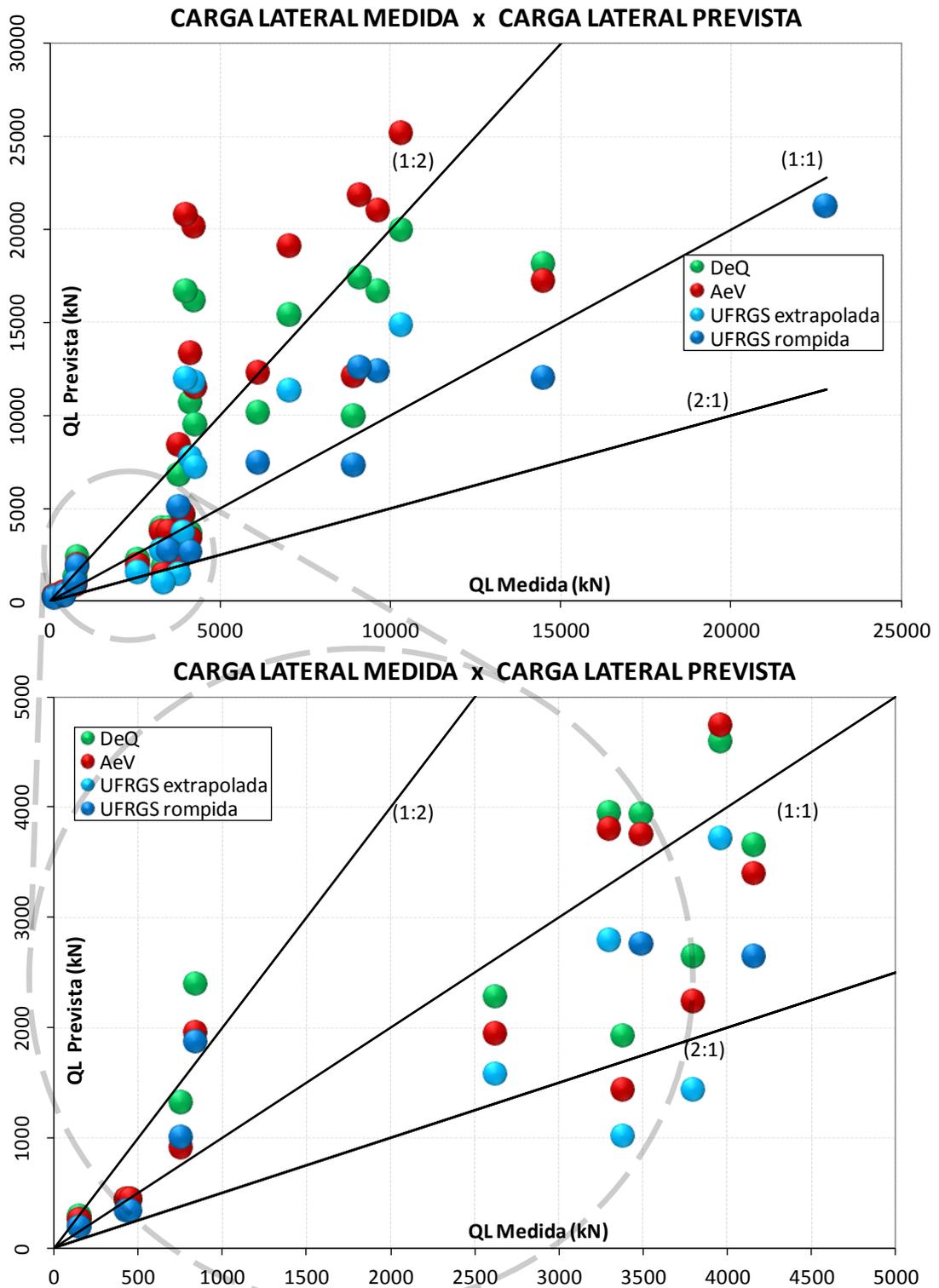


Figura 43 – carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – metálicas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

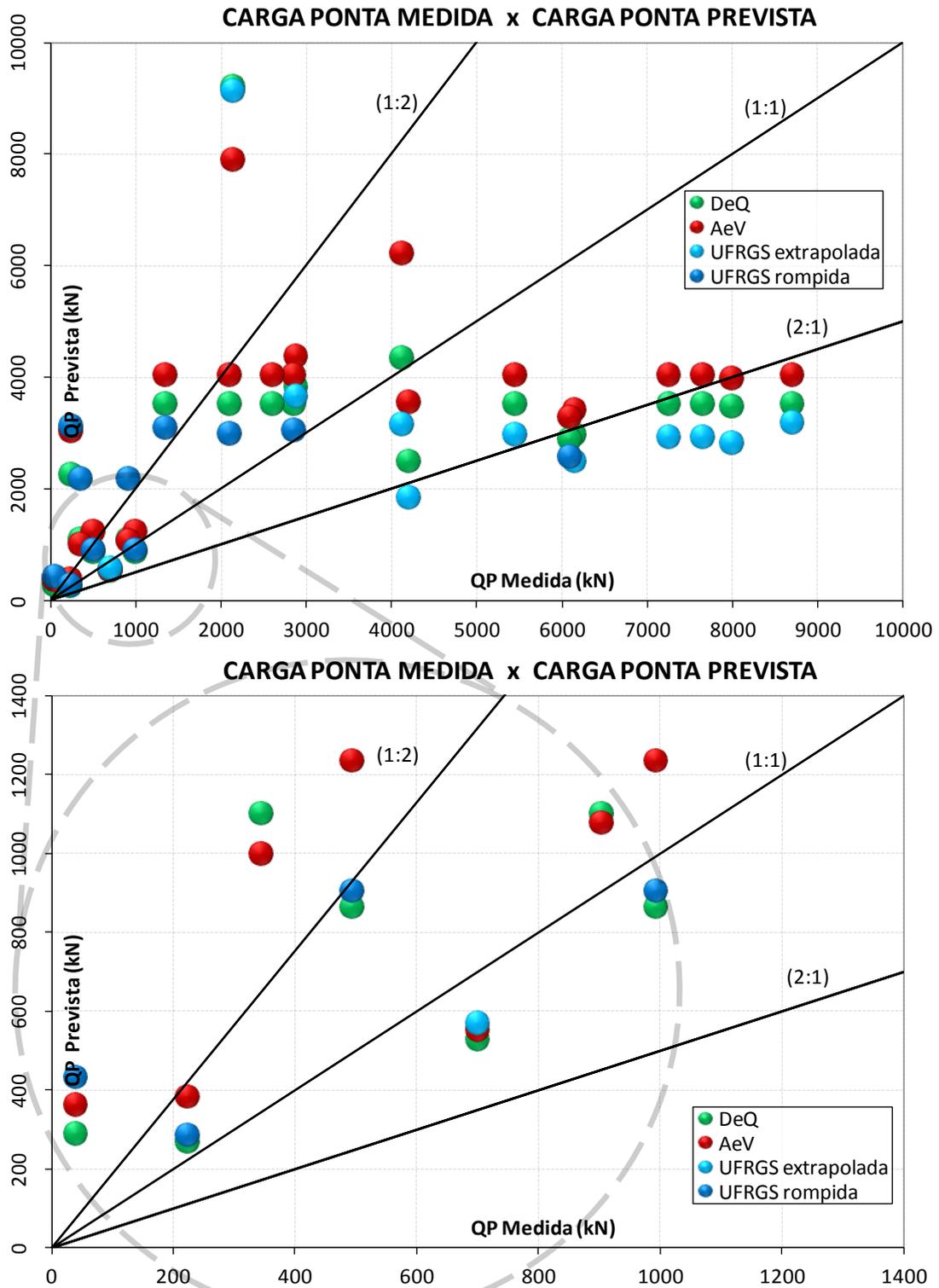


Figura 44 – carga punta medida *versus* carga punta prevista – metálicas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

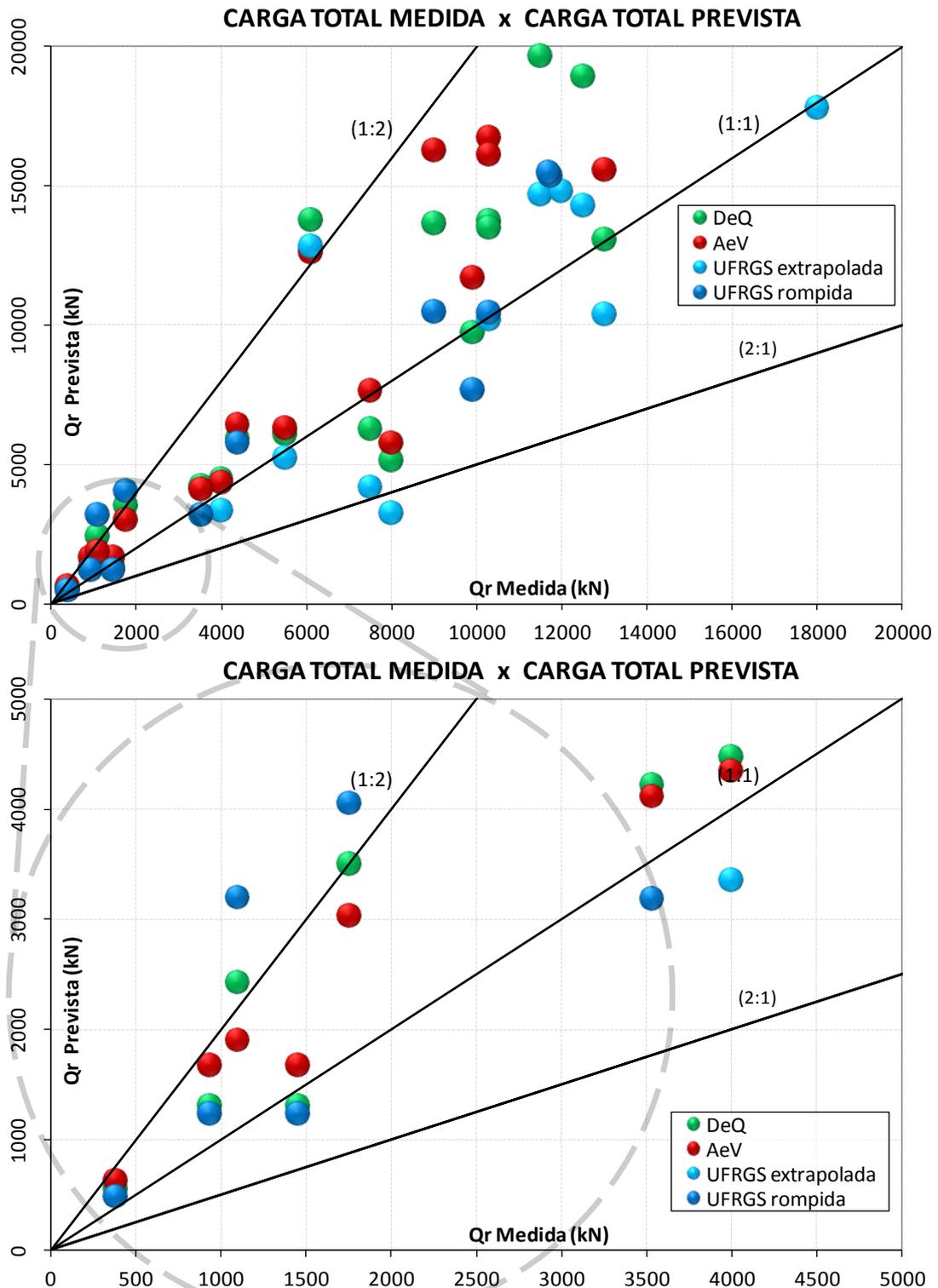


Figura 45 – carga total medida *versus* carga total prevista – metálicas
– método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3: média e desvio padrão das previsões pra estacas metálicas – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)

Método UFRGS				Método Aoki-Velloso			
Estimado/Medido				Estimado/Medido			
	QL	QP	QT		QL	QP	QT
Média	1,2	2,3	1,2	Média	1,9	2,4	1,7
Desvio Padrão	0,7	3,2	0,5	Desvio Padrão	1,2	2,8	0,5

Método Décourt-Quaresma				Método Teórico			
Estimado/Medido				Estimado/Medido			
	QL	QP	QT		QL	QP	QT
Média	1,7	2,0	1,5	Média	0,7	3,2	1,0
Desvio Padrão	0,9	2,2	0,5	Desvio Padrão	0,4	5,8	0,5

5.4.2 Análise dos resultados

5.4.2.1 Resistência lateral

Para estacas com elevada mobilização de carga lateral ($QL > 5000$ kN), a parcela de atrito lateral prevista pelo método UFRGS forneceu as previsões mais próximas das medidas nas provas de carga resultando assim, em maior segurança que os métodos semi-empíricos. Já para estacas de menor mobilização – comum no desenvolvimento dos outros métodos – os métodos semi-empíricos e o método UFRGS apresentam resultados similares, tendo o UFRGS apresentado tendência mais conservadora e segura na maioria dos casos.

5.4.2.2 Resistência de ponta

O critério de embuchamento das estacas se mostrou válido para o presente banco de dados, pois se apenas a seção real de aço fosse considerada, os métodos teriam previsto valores muito inferiores aos medidos.

Para a grande maioria dos casos, a resistência de ponta do método UFRGS forneceu valores compatíveis aos semi-empíricos, porém levemente mais conservador. Na Figura 44 pode-se observar que a extrapolação do SPT realizada para a ponta de um determinado grupo de estacas se mostrou satisfatória, pois a dispersão dos métodos ficou com variação centrada na linha de inclinação 1:1.

A resistência de ponta superestimada passa pelo critério de embuchamento total da estaca, adotado nas análises dos casos, pois é possível que em muitas situações tenha ocorrido embuchamento parcial da seção, e logo resistência parcialmente mobilizada.

5.4.2.3 Resistência última e observações gerais

A resistência última prevista pelo método UFRGS apresentou boa acurácia e menor dispersão quando comparado com métodos semi-empíricos clássicos: o método UFRGS apresenta resultados próximos do comportamento medido da estaca e levemente inferior quando comparado com métodos usuais, gerando assim, maior segurança no projeto.

Nenhuma tendência foi observada nos ensaios que tiveram seus resultados extrapolados pelo método de Van der Veen, e também não foram encontradas tendências entre os métodos para diferentes magnitudes de carga mobilizada.

5.5 ESTACAS ESCAVADAS

5.5.1 Resultados

A seguir mostram-se quadros (quadro 16 e quadro 17) que apresentam e resumem as provas de carga, e resultados obtidos da aplicação dos métodos.

Quadro 16 – quadro resumo das estacas escavadas com aplicação do método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Ref. / Fig.	Estaca		Medido(kN)			Método UFRGS						W_{pe}/W_{norm} ^a	Observações / Critérios	Igualdade	Similaridade	Citação	N ₇₆ médio fuste	N ₇₆ médio ponta
	L (m)	Φ (m)	QL	QP	QT	Estimado(kN)			Estimado/Medido									
						QL	QP	QT	QL	QP	QT							
1/89	47	0,75	5370	430	5800	3312	915,9	4228	0,6	2,1	0,7	1,5	12 m revestimento recuperável, bentonita, MYS		A	HANIFAH; KAI, 2006	15	10
2/90	50	1,00	9700	800	10500	6187	4694	10881	0,6	5,9	1,0	2,0	12 m revestimento recuperável, bentonita, MYS		A	HANIFAH; KAI, 2006	20	33
3/91	40	1,00	12500	7500	20000	6122	5786	11908	0,5	0,8	0,6	0,2	12 m revestimento recuperável, SPT extrap., bentonita, MYS		A	HANIFAH; KAI, 2006	37	113
4/92	56	0,75	8150	3350	11500	3781	2384	6165	0,5	0,7	0,5	0,3	12 m revestimento recuperável, bentonita, MYS		A	HANIFAH; KAI, 2006	14	31
5/93	40	0,75	8130	2370	10500	3112	3254	6366	0,4	1,4	0,6	0,3	12 m revestimento recuperável, bentonita, MYS		A	HANIFAH; KAI, 2006	18	62
6/94	2	0,10	55,86	22,14	78	26,38	36,03	62,41	0,5	1,6	0,8	2,7	Areia cimentada, SPT extrap., KWT			ISMAEL, 2011	20	22
7/95	57	1,50	25800	1200	27000	9458	10414	19872	0,4	8,7	0,7	1,1	Bentonita, 17 m revestimento recuperável, THA			THASNANIPAN et al., 2002	19	39
8/96	47	1,50	15000	8500	23500	5307	12662	17969	0,4	1,5	0,8	1,9	Bentonita, carregamento lento, TWN			LIN et al., 2008	13	73

parte 1/5

9/97	28	1,40	6000	6000	12000	5144	11680	16824	0,9	1,9	1,4	0,1	BRA			GOLOMBEK, 1985	24	64
10/98	20	1,00	5000	2600	7600	1701	2276	3977	0,3	0,9	0,5	2,3	JPN			MICHI et al., 1994	13	14
11/99	18	0,89	8900	9100	18000	894,6	3155	4049	0,1	0,3	0,2	0,2	Material recolocado solto na ponta, MYS			HUSSEIN; CAMP, 1994	8	25
12/100	12	0,45	395,4	234,6	630	200,6	311,1	511,6	0,5	1,3	0,8	1,9	Argila porosa de SP, carregamento lento, BRA	C		ALBUQUERQ UE, 2001	5	9
13/101	12	0,45	648,6	1,4	650	200,6	311,1	511,6	0,3		0,8	1,0	Argila porosa de SP, carregamento lento, BRA	C		ALBUQUERQ UE, 2001	5	9
14/102	12	0,45	636,5	23,5	660	200,6	311,1	511,6	0,3	13,2	0,8	2,4	Argila porosa de SP, carregamento lento, BRA	C		ALBUQUERQ UE, 2001	5	9
15/103	28	0,70	7360	16640	24000	4524	2967	7490	0,6	0,2	0,3	0,1	Concretada com pressão, seção composta $\varphi=0,75$ + $\varphi=0,67$,		B	FRANK, R., 1991	62	87
16/104	28	0,70	7360	10640	18000	4524	2967	7490	0,6	0,3	0,4	0,1	Seção composta $\varphi=0,75$ + $\varphi=0,67$, carregamento rápido, SPT		B	FRANK, R., 1991	62	87
18/105	57	1,20	12446	5754	18200	6430	7770	14200	0,5	1,4	0,8	2,2	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA		D	THASNANIPA N, 1998	20	79

parte 2/5

191/06	46	1,20	20090	910	21000	6161	8136	14297	0,3	8,9	0,7	0,5	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	24	78
201/07	46	1,00	10878	3922	14800	5138	5275	10413	0,5	1,3	0,7	1,2	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	20	46
21/108	49	1,00	8820	1380	10200	6859	5215	12074	0,8	3,8	1,2	1,6	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	24	38
22/109	43	1,00	8379	2421	10800	3949	4314	8263	0,5	1,8	0,8	1,8	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	14	30
23/110	41	1,00	5880	6620	12500	4843	5763	10606	0,8	0,9	0,8	0,2	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	20	51
24/111	43	1,20	9280	7220	16500	5961	6974	12935	0,6	1,0	0,8	0,6	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	19	34
25/112	43	1,20	5586	3464	9050	4883	7910	12793	0,9	2,3	1,4	1,7	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	15	47
26/113	43	1,00	6713	1487	8200	4056	5363	9419	0,6	3,6	1,1	1,3	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	15	46
27/114	54	1,20	8526	5474	14000	8310	7871	16181	1,0	1,4	1,2	0,2	Bentonita, limpeza de base por "air lifting", SPT extrap., THA	D	THASNANIPAN, 1998	23	65

parte 3/5

28/115	20	1,20	11800	4700	16500	4254	8955	13209	0,4	1,9	0,8	0,2	Bentonita, SPT extrap., MYS	E	BALAKRISHN AN, 1999	71	177
29/116	15	0,76	2790	1410	4200	963,1	3652	4615	0,3	2,6	1,1	0,1	Bentonita, SPT extrap., MYS	E	BALAKRISHN AN, 1999	33	225
30/117	40	2,00	27000	23000	50000	10334	13167	23501	0,4	0,6	0,5	0,2	JPN		HIRAYAMA, 1990	21	24
31/118	13	0,60	1795	1705	3500	1122	2279	3401	0,6	1,3	1,0	0,3	Bentonita, SPT extrap., carregamento lento, BRA		CUNHA; KLUKLÍK, 2003	42	115
32/119	53	1,60	11858	8142	20000	10318	13649	23967	0,9	1,7	1,2	0,2	Bentonita, SPT extrap., BRA	F	DIAS, 1985	40	132
33/120	51	1,60	14465	7535	22000	6530	11169	17699	0,5	1,5	0,8	0,1	Bentonita, BRA	F	DIAS, 1985	14	46
34/121	51	1,60	12054	5546	17600	10342	13780	24122	0,9	2,5	1,4	0,7	Bentonita, problema com a medição da ponta, BRA	F	DIAS, 1985	29	77
35/122	52	1,60	15974	10026	26000	8923	13271	22194	0,6	1,3	0,9	0,1	Bentonita, BRA	F	DIAS, 1985	19	64
36/123	10	0,35	200	100	300	135,9	157,5	293,4	0,7	1,6	1,0	1,7	Argila porosa de SP, BRA	G	Neves et al., 2000	6	7

parte 4/5

37/124	10	0,40	195	265	460	155,3	205,7	361,1	0,8	0,8	0,8	1,8	Argila porosa de SP, BRA	G	Neves et al., 2000	6	7
38/125	10	0,50	350	70	420	194,2	321,5	515,6	0,6	4,6	1,2	2,4	Argila porosa de SP, BRA	G	Neves et al., 2000	6	7
39/126	10	0,35	343,8	56,18	400	135,9		135,9	0,4		0,3		Tração, argila porosa de SP, BRA	H	Neves et al., 2000	6	7
40/127	10	0,40	376,4	88,64	465	155,3		155,3	0,4		0,3		Tração, argila porosa de SP, BRA	H	Neves et al., 2000	6	7
41/128	10	0,50	402,1	67,91	470	194,2		194,2	0,5		0,4		Tração, argila porosa de SP, BRA	H	Neves et al., 2000	6	7
42/129	20	1,50	17450	1250	18700	5285	13992	19276	0,3	11,2	1,0	0,9	tipo de solo estimado, SPT extrap., bentonita, MYS		LIEW et al., 2010	65	135
43/130	5	0,30	435		445	201,4		201,4	0,5		0,5		Tração, areia cimentada, SPT extrap., KWT		ISMAEL et al., 1994	26	71
Legenda / observações:																	
W _{norma} = recalque norma						Cargas em kN											
W _{pc} = recalque prova de carga						Medidas em metros											

parte 5/5

Quadro 17 – quadro resumo das estacas escavadas – resultados dos métodos Aoki-Velloso, Décourt & Quaresma e abordagem teórica (fonte: elaborado pelo autor)

Ref. / Fig.	Estaca		Método Aoki-Velloso						Método Décourt-Quaresma						Método Teórico					
			Estimado			Estimado/Medido			Estimado			Estimado/Medido			Estimado			Estimado/Medido		
	L	Φ	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT
1/89	47	0,75	3912	1138	5049,8	0,7	2,6	0,9	3514	853,4	4368	0,7	2,0	0,8	5347	5502	10850	1,0	12,8	1,9
2/90	50	1,00	7534	6977	14511	0,8	8,7	1,4	6472	5233	11704	0,7	6,5	1,1	8963	14913	23875	0,9	18,6	2,3
3/91	40	1,00	6965	7854	14819	0,6	1,0	0,7	6402	6283	12685	0,5	0,8	0,6	6066	22512	28577	0,5	3,0	1,4
4/92	56	0,75	4849	3599	8448,4	0,6	1,1	0,7	3987	2699	6686	0,5	0,8	0,6	7237	8158	15395	0,9	2,4	1,3
5/93	40	0,75	3822	4418	8239,5	0,5	1,9	0,8	3260	3534	6795	0,4	1,5	0,6	3849	10243	14092	0,5	4,3	1,3
6/94	2	0,10	33,03	45,41	78,437	0,6	2,1	1,0	23,78	34,06	57,84	0,4	1,5	0,7	4,854	44,95	49,8	0,1	2,0	0,6
7/95	57	1,50	10326	16767	27093	0,4	14,0	1,0	13528	10791	24318	0,5	9,0	0,9	14934	36347	51282	0,6	30,3	1,9
8/96	47	1,50	5553	23562	29115	0,4	2,8	1,2	6512	14137	20650	0,4	1,7	0,9	9603	44287	53889	0,6	5,2	2,3
9/97	28	1,40	5497	5131	10628	0,9	0,9	0,9	5850	7389	13239	1,0	1,2	1,1	3985	36005	39989	0,7	6,0	3,3
10/98	20	1,00	1739	2952	4690,5	0,3	1,1	0,6	2092	1925	4017	0,4	0,7	0,5	3516	8297	11812	0,7	3,2	1,6
11/99	18	0,89	899,1	5191	6090,2	0,1	0,6	0,3	1031	3115	4146	0,1	0,3	0,2	733	7007	7740	0,1	0,8	0,4
12/100	12	0,45	125,1	111,3	236,41	0,3	0,5	0,4	329	174,2	503,2	0,8	0,7	0,8	341,3	1007	1348	0,9	4,3	2,1
13/101	12	0,45	125,1	111,3	236,41	0,2		0,4	329	174,2	503,2	0,5		0,8	340,7	1007	1348	0,5		2,1
14/102	12	0,45	125,1	111,3	236,41	0,2	4,7	0,4	329	174,2	503,2	0,5	7,4	0,8	340,7	1007	1348	0,5	42,9	2,0
15/103	28	0,70	4897	2566	7462,6	0,7	0,2	0,3	4419	3079	7497	0,6	0,2	0,3	2743	10384	13127	0,4	0,6	0,5
16/104	28	0,70	4897	2566	7462,6	0,7	0,2	0,4	4419	3079	7497	0,6	0,3	0,4	2743	10384	13127	0,4	1,0	0,7
18/105	57	1,20	7177	15080	22256	0,6	2,6	1,2	8690	9048	17738	0,7	1,6	1,0	19246	35440	54686	1,5	6,2	3,0
191/06	46	1,20	6942	15080	22021	0,3	16,6	1,0	7667	9048	16715	0,4	9,9	0,8	13528	33104	46632	0,7	36,4	2,2
201/07	46	1,00	5679	9725	15405	0,5	2,5	1,0	6602	5835	12437	0,6	1,5	0,8	11359	18289	29648	1,0	4,7	2,0
21/108	49	1,00	7699	1948	9646,9	0,9	1,4	0,9	8579	2980	11559	1,0	2,2	1,1	12861	17770	30632	1,5	12,9	3,0
22/109	43	1,00	4412	7740	12153	0,5	3,2	1,1	4614	4644	9259	0,6	1,9	0,9	9749	15500	25249	1,2	6,4	2,3
23/110	41	1,00	5440	10472	15912	0,9	1,6	1,3	5759	6283	12042	1,0	0,9	1,0	9149	18494	27643	1,6	2,8	2,2
24/111	43	1,20	6646	2526	9172	0,7	0,3	0,6	7268	3866	11134	0,8	0,5	0,7	11999	23288	35287	1,3	3,2	2,1
25/112	43	1,20	4924	8759	13683	0,9	2,5	1,5	7597	6579	14176	1,4	1,9	1,6	11395	26137	37532	2,0	7,5	4,1
26/113	43	1,00	4124	5701	9824,7	0,6	3,8	1,2	6217	4368	10585	0,9	2,9	1,3	9551	17996	27547	1,4	12,1	3,4
27/114	54	1,20	9067	3016	12083	1,1	0,6	0,9	11764	4614	16378	1,4	0,8	1,2	18079	31940	50020	2,1	5,8	3,6
28/115	20	1,20	4576	12064	16640	0,4	2,6	1,0	4661	9048	13709	0,4	1,9	0,8	2050	27976	30026	0,2	6,0	1,8
29/116	15	0,76	1145	3705	4849,8	0,4	2,6	1,2	984,9	2949	3934	0,4	2,1	0,9	1217	11667	12884	0,4	8,3	3,1

parte 1/2

30/117	40	2,00	12944	23675	36620	0,5	1,0	0,7	10005	14205	24211	0,4	0,6	0,5	13005	48359	61364	0,5	2,1	1,2
31/118	13	0,60	1138	2073	3211,4	0,6	1,2	0,9	1309	1696	3005	0,7	1,0	0,9	824,7	6076	6900	0,5	3,6	2,0
32/119	53	1,60	11805	21447	33251	1,0	2,6	1,7	12664	16085	28749	1,1	2,0	1,4	16760	61971	78731	1,4	7,6	3,9
33/120	51	1,60	7321	7334	14656	0,5	1,0	0,7	8012	7910	15923	0,6	1,0	0,7	11231	39521	50752	0,8	5,2	2,3
34/121	51	1,60	12078	21447	33524	1,0	3,9	1,9	12040	16085	28125	1,0	2,9	1,6	15440	55778	71219	1,3	10,1	4,0
35/122	52	1,60	9585	10884	20469	0,6	1,1	0,8	11288	10557	21845	0,7	1,1	0,8	16289	50048	66337	1,0	5,0	2,6
36/123	10	0,35	99,03	84,18	183,22	0,5	0,8	0,6	227,2	73,6	300,8	1,1	0,7	1,0	202,8	327,6	530,4	1,0	3,3	1,8
37/124	10	0,40	113,2	110	223,14	0,6	0,4	0,5	259,7	96,13	355,8	1,3	0,4	0,8	232,3	437,6	669,9	1,2	1,7	1,5
38/125	10	0,50	141,5	171,8	313,28	0,4	2,5	0,7	324,6	150,2	474,8	0,9	2,1	1,1	289,6	668,6	958,2	0,8	9,6	2,3
39/126	10	0,35	99,03		99,033	0,3	0,0	0,2	227,2		227,2	0,7		0,6	202,8		202,8	0,6		0,5
40/127	10	0,40	113,2		113,18	0,3	0,0	0,2	259,7		259,7	0,7		0,6	231,7		231,7	0,6		0,5
41/128	10	0,50	141,5		141,48	0,4	0,0	0,3	324,6		324,6	0,8		0,7	289,6		289,6	0,7		0,6
42/129	20	1,50	4052	5890	9942,3	0,2	4,7	0,5	6208	8482	14690	0,4	6,8	0,8	2684	44055	46739	0,2	35,3	2,5
43/130	5	0,30	253,1		253,11	0,6		0,6	181,8		181,8	0,4		0,4	70,12		70,12	0,2		0,2

parte 2/2

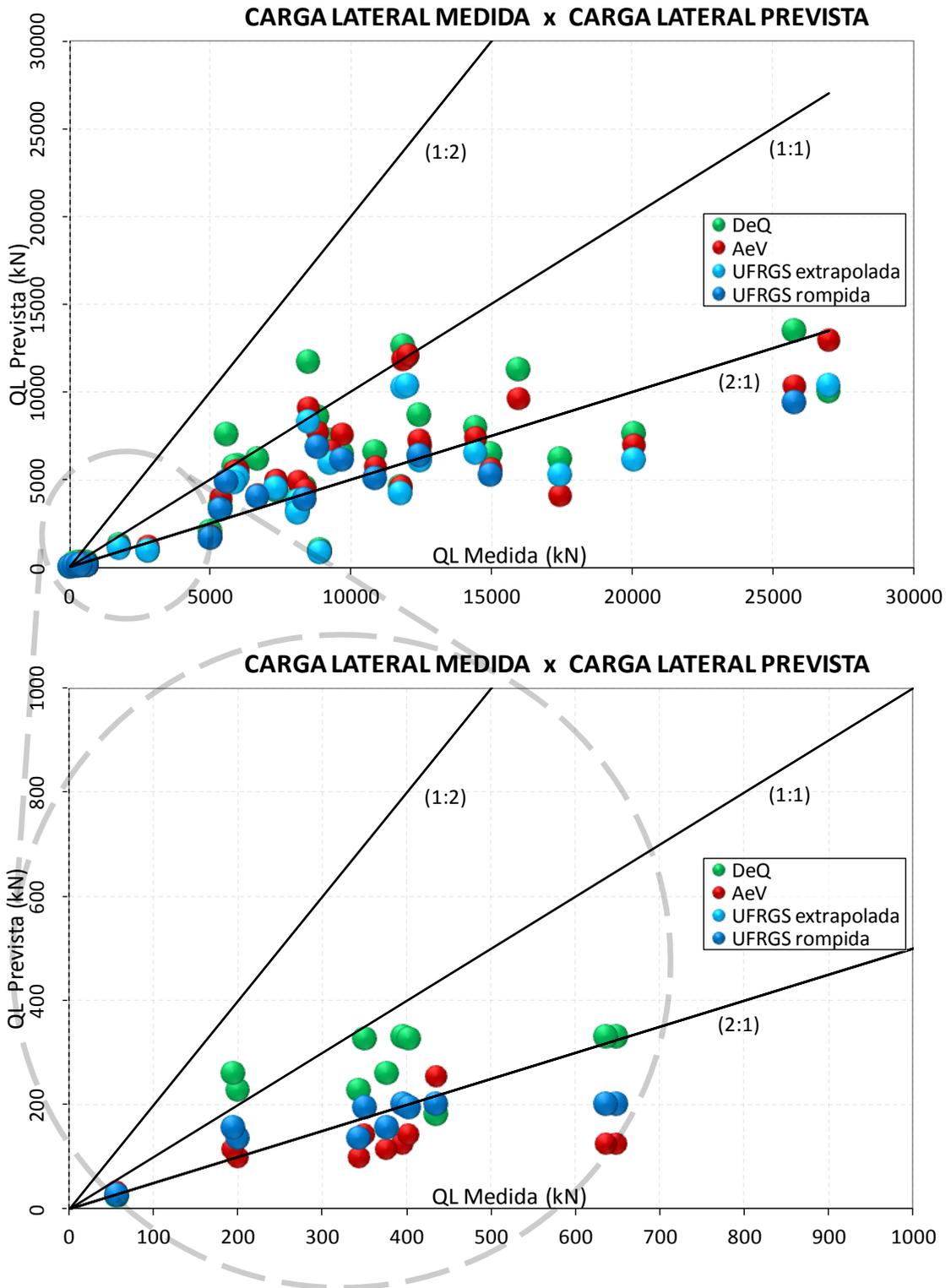


Figura 46 – carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – escavadas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

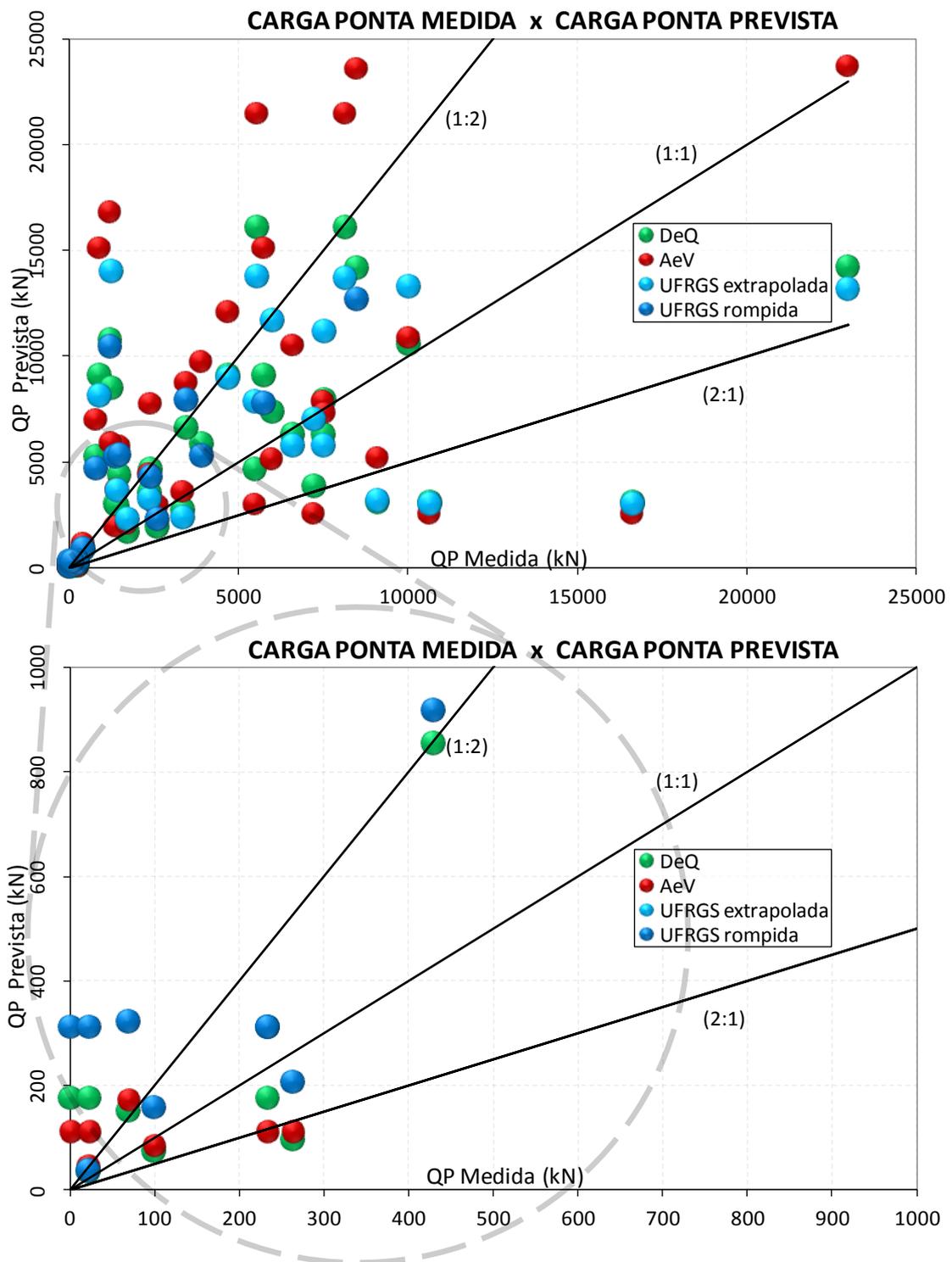


Figura 47 – carga punta medida *versus* carga de punta prevista – escavadas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

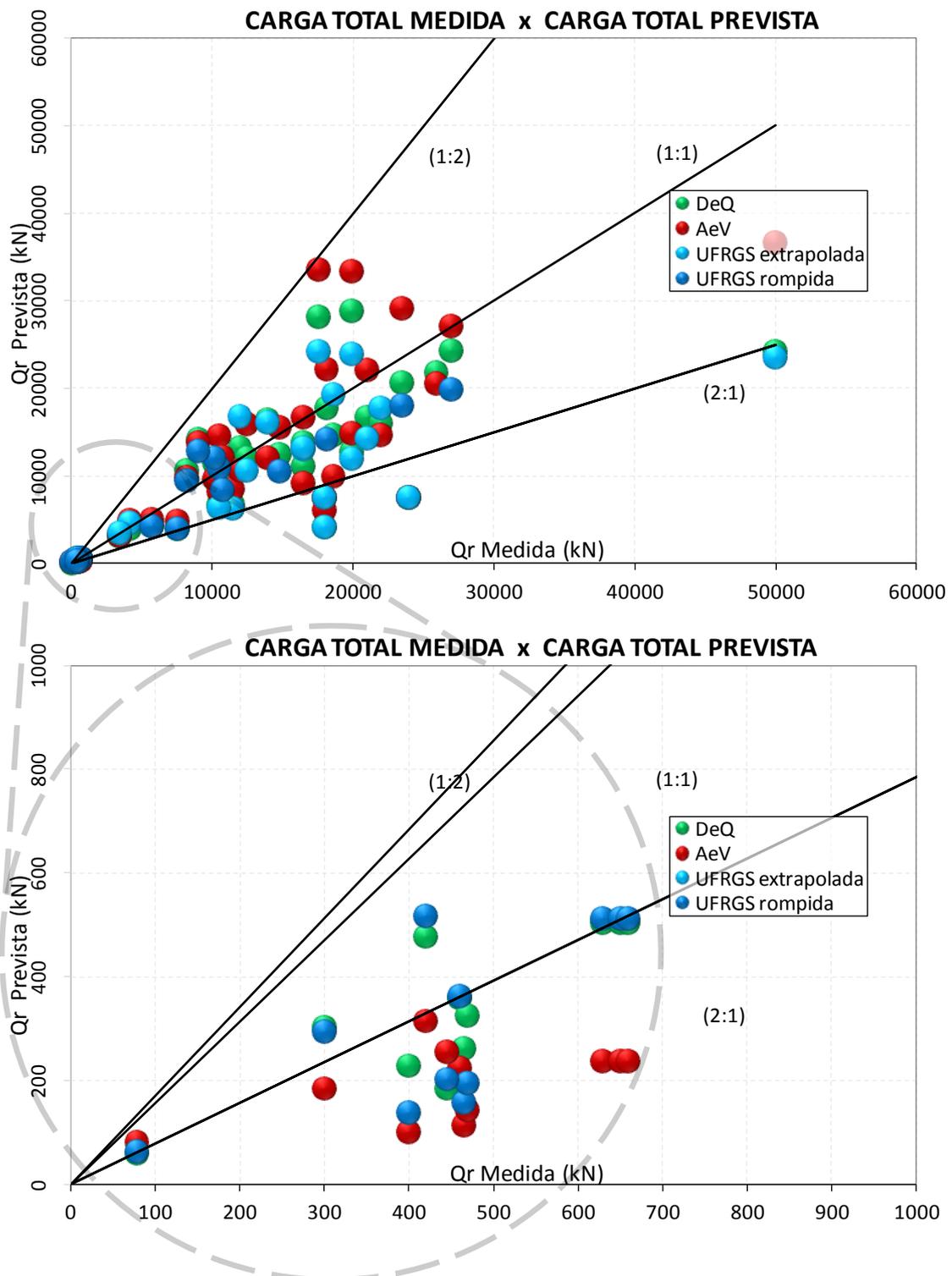


Figura 48 – carga total medida *versus* carga total prevista – escavadas – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4: média e desvio padrão das previsões pra estacas escavadas– todos casos (fonte: elaborado pelo autor)

Método UFRGS				Método Aoki-Velloso			
Estimado/Medido				Estimado/Medido			
	QL	QP	QT		QL	QP	QT
Média	0,5	2,7	0,8	Média	0,6	2,5	0,8
Desvio Padrão	0,2	3,1	0,3	Desvio Padrão	0,2	3,4	0,4

Método Décourt-Quaresma				Método Teórico			
Estimado/Medido				Estimado/Medido			
	QL	QP	QT		QL	QP	QT
Média	0,7	2,2	0,8	Média	0,8	9,0	2,0
Desvio Padrão	0,3	2,4	0,3	Desvio Padrão	0,5	10,4	1,0

5.5.2 Análise dos resultados

5.5.2.1 Resistência lateral

Da observação da Figura 46, verifica-se que os métodos semi-empíricos, bem como o método UFRGS, fornecem resultados conservadores, sendo que o método UFRGS apresentou-se levemente mais conservador, porém com menor dispersão de resultados, conforme a comparação visual e a comparação de desvio padrão da amostra.

A carga lateral observada mostra tendência clara para pequenas mobilizações. Onze provas de carga apresentam mobilização de carga lateral abaixo de 700 kN: esta amostra é distribuída em 5 grupos onde 3 deles contém 3 estacas idênticas ou similares entre si. A amostra refletiu forte tendência de subestimar as previsões, sendo o método de Aoki-Velloso o mais conservador dos três e o método UFRGS equilibrado entre os dois métodos semi-empíricos.

5.5.2.2 Resistência de ponta

Conforme esperado, nas previsões de carga de ponta, todos os métodos apresentaram elevada dispersão de resultados e erros expressivos ficaram evidentes em estacas de menor capacidade. Ao comparar os métodos, verifica-se que o método de Aoki-Velloso apresenta maior dispersão e resultados mais arrojados, e o método Décourt & Quaresma a menor dispersão e média com menor discrepância em relação aos valores medidos.

No banco de dados, as estacas de baixa capacidade geralmente possuem dimensões reduzidas ou atravessam materiais de baixa competência. Sabe-se que quanto maior a rigidez e

resistência do material atravessado (comumente encontrado a grandes profundidades) o efeito de embuchamento é mais facilmente observado. Assim, este fenômeno justifica, em parte, o comportamento de superestimar a resistência de ponta, observado em estacas com ponta apoiada em região de baixa competência, pois o método incorpora a hipótese de embuchamento do amostrador.

5.5.2.3 Resistência última e observações gerais

Em estacas de pequena capacidade ($Q_{ult} < 700$ kN), a tendência de estimar o atrito lateral e superestimar a capacidade de ponta foi acentuada, especialmente na resistência de ponta prevista pelo método UFRGS.

Tendo-se como referencia os métodos semi-empíricos, vê-se que o UFRGS apresentou boa capacidade de previsão da capacidade de carga e com dispersão levemente menor que os demais de resultados.

Conforme já informado anteriormente, o grupo de provas de carga em estacas escavadas constitui o maior grupo (42 casos) dentre todos os tipos de estacas testadas e em análises estatísticas, quanto maior a amostra utilizada, melhor é a observação de tendências e distribuição dos dados.

5.6 ESTACAS HÉLICES CONTÍNUA

5.6.1 Resultados

A seguir mostram-se os quadros (quadro 18 e quadro 19) que apresentam e resumem as provas de carga, e resultados obtidos da aplicação dos métodos.

Quadro 18 – quadro resumo das estacas hélices contínuas com aplicação do método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Ref. / Fig.	Estaca		Medido(kN)			Estimado(kN)			Estimado/Medido			W_{pc}/W_{norm} ^a	Observações / Critérios	Igualdade	Similaridade	Citação	N ₇₆ médio fuste	N ₇₆ médio ponta
	L(m)	Φ(m)	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT							
1/131	15	0,46	1460	50	1510	816,4	617,7	1434	0,6	12,4	0,9	1,9	carregamento rápido, EUA			O'NEILL et al., 2002	12	14
2/132	12	0,40	814,3	90,7	905	254,7	295	549,6	0,3	3,3	0,6	1,2	argila porosa de SP, carregamento lento, BRA	A		ALBUQUERQUE, 2001	5	9
3/133	12	0,40	904	46	950	254,7	295	549,6	0,3	6,4	0,6	2,9	argila porosa de SP, carregamento lento, BRA	A		ALBUQUERQUE, 2001	5	9
4/134	12	0,40	642,1	27,9	670	254,7	295	549,6	0,4	10,6	0,8	2,4	argila porosa de SP, carregamento lento, BRA	A		ALBUQUERQUE, 2001	5	9
5/135	12	0,50	942	308	1250	733,5	975,8	1709	0,8	3,2	1,4	2,9	FRA			REIFFSTECK, 2009	12	21
6/136	18	0,40	845	165	1010	658,2	441,1	1099	0,8	2,7	1,1	1,0	argila porosa de Brasília, carregamento lento, BRA			CUNHA; KLUKLIK, 2003	10	15
7/137	20	0,40	2000	200	2200	1500	1195	2694	0,7	6,0	1,2	0,9	carregamento lento, CAN		B	BAOCHENG LI, A.F., 2009	44	120
8/138	10	0,40	1410	240	1650	295,8	423,8	719,6	0,2	1,8	0,4	1,5	carregamento lento, CAN		B	BAOCHENG LI, A.F., 2009	9	19

parte 1/2

9/139	21	0,40	2185	715	2900	1518	607	2125	0,7	0,8	0,7	1,2	SPT médio + correlações CPT			ROBERTS et al., 2008	25	22
10/140	28	0,31	1656	644,3	2300	617,2	273,1	890,2	0,4	0,4	0,4	0,3	Aterro variável até 5 m, carregamento rápido, EUA	C	D	BECK; HARRISON, 2009	7	15
11/141	28	0,31	1639	861,2	2500	617,2	273,1	890,2	0,4	0,3	0,4	0,2	Aterro variável até 5 m, carregamento rápido, EUA	C	D	BECK; HARRISON, 2009	7	15
12/142	22	0,31	1548	551,9	2100	415,1	153,7	568,8	0,3	0,3	0,3	0,2	Aterro variável até 5 m, carregamento rápido, EUA		D	BECK; HARRISON, 2009	6	7
Legenda / observações:																		
W_{norma} = recalque norma					Cargas em kN													
W_{pc} = recalque prova de carga					Medidas em metros													

parte 2/2

Quadro 19 – quadro resumo das estacas hélices contínuas– resultados dos métodos Aoki-Velloso, Décourt & Quaresma e abordagem teórica (fonte: elaborado pelo autor)

Ref. / Fig.	Estaca		Método Aoki-Velloso						Método Décourt-Quaresma						Método Teórico					
			Estimado(kN)			Estimado/Medido			Estimado(kN)			Estimado/Medido			Estimado(kN)			Estimado/Medido		
	L(m)	Φ(m)	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT
1/131	15	0,46	591,7	285,4	877,15	0,4	5,7	0,6	1107	88,07	1195	0,8	1,8	0,8	444,4	1267	1712	0,3	25,3	1,1
2/132	12	0,40	170,9	95,56	266,49	0,2	1,1	0,3	414,7	68,8	483,5	0,5	0,8	0,5	368,2	888,5	1257	0,5	9,8	1,4
3/133	12	0,40	170,9	95,56	266,49	0,2	2,1	0,3	414,7	68,8	483,5	0,5	1,5	0,5	368,2	888,5	1257	0,4	19,3	1,3
4/134	12	0,40	170,9	95,56	266,49	0,3	3,4	0,4	414,7	68,8	483,5	0,6	2,5	0,7	368,2	888,5	1257	0,6	31,8	1,9
5/135	12	0,50	758,7	260,6	1019,3	0,8	0,8	0,8	989,4	140,7	1130	1,1	0,5	0,9	340,5	1753	2094	0,4	5,7	1,7
6/136	18	0,40	475	208,9	683,92	0,6	1,3	0,7	942,5	64,47	1007	1,1	0,4	1,0	644,4	1036	1680	0,8	6,3	1,7
7/137	20	0,40	1843	1340	3183,1	0,9	6,7	1,4	1953	603,2	2556	1,0	3,0	1,2	1134	3489	4622	0,6	17,4	2,1
8/138	10	0,40	246,5	123,3	369,75	0,2	0,5	0,2	436,1	71,04	507,1	0,3	0,3	0,3	294,7	964,9	1260	0,2	4,0	0,8
9/139	21	0,40	1939	825,6	2765,1	0,9	1,2	1,0	1964	297,2	2262	0,9	0,4	0,8	1001	1417	2418	0,5	2,0	0,8
10/140	28	0,31	635,5	367	1002,4	0,4	0,6	0,4	915,1	440,4	1355	0,6	0,7	0,6	873,3	724,8	1598	0,5	1,1	0,7
11/141	28	0,31	635,5	367	1002,4	0,4	0,4	0,4	915,1	440,4	1355	0,6	0,5	0,5	873,3	724,8	1598	0,5	0,8	0,6
12/142	22	0,31	396,2	77,36	473,57	0,3	0,1	0,2	636,6	109,5	746,1	0,4	0,2	0,4	559,8	502,2	1062	0,4	0,9	0,5

parte 1/1

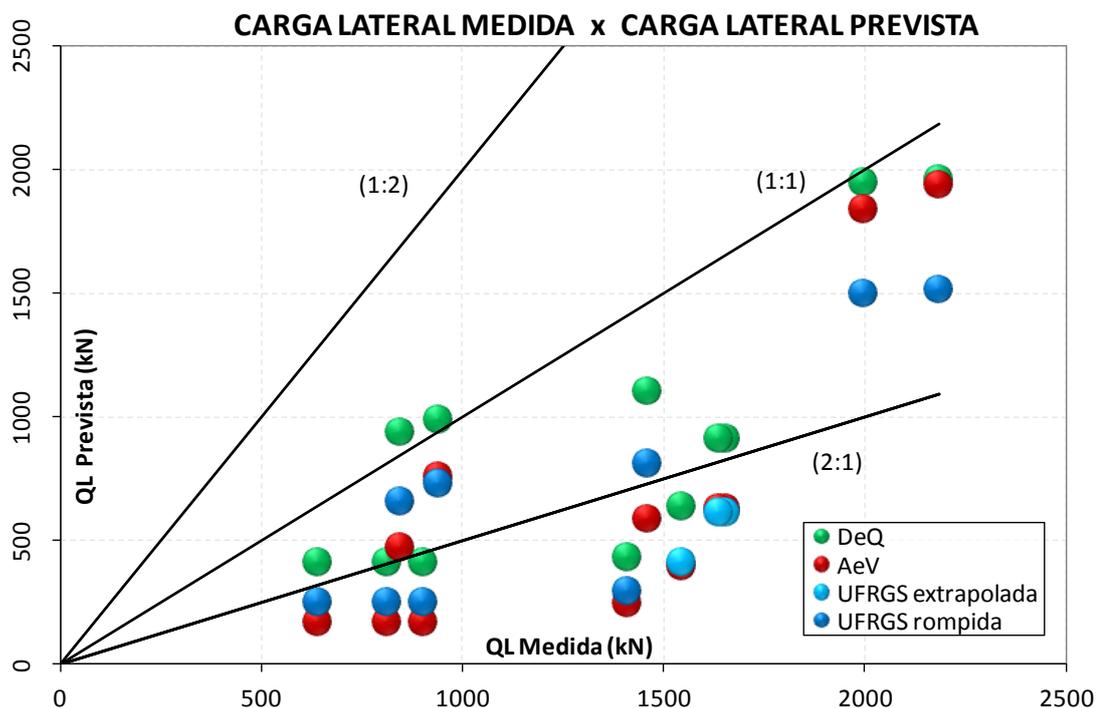


Figura 49 – carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – HC – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

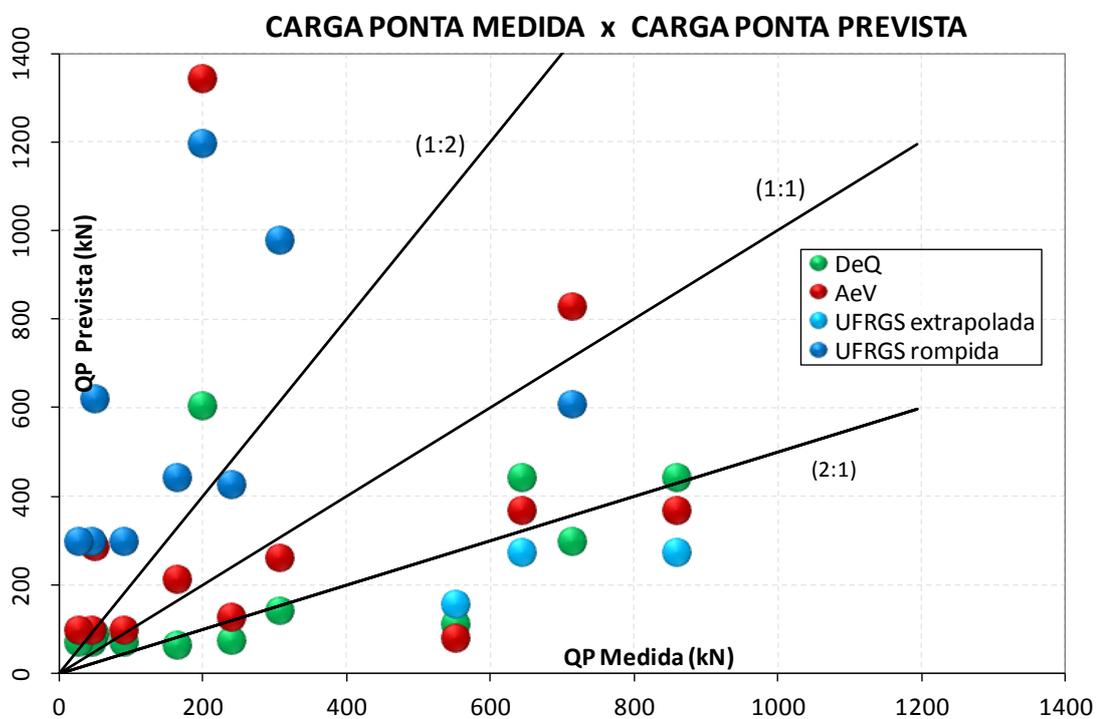


Figura 50 – carga punta medida *versus* carga lateral prevista – HC – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

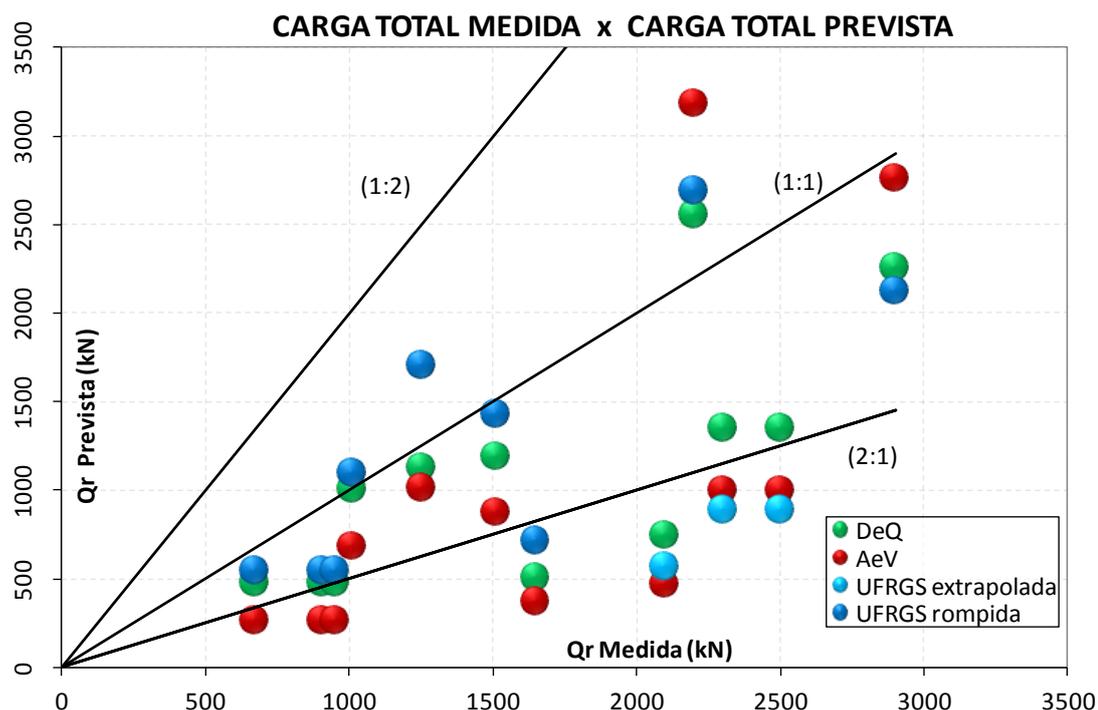


Figura 51 – carga total medida *versus* carga lateral prevista – HC – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5: média e desvio padrão das previsões pra estacas hélices contínuas – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)

Método UFRGS			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,5	4,0	0,7
Desvio Padrão	0,2	4,1	0,4

Método Aoki-Velloso			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,5	2,0	0,6
Desvio Padrão	0,3	2,2	0,4

Método Décourt-Quaresma			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,7	1,0	0,7
Desvio Padrão	0,3	0,9	0,3

Método Teórico			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,5	10,4	1,2
Desvio Padrão	0,1	10,6	0,5

5.6.2 Análise dos resultados

5.6.2.1 Resistência lateral

Da observação da Figura 49, verifica-se que os métodos semi-empíricos bem como o método UFRGS fornecem resultados conservadores para o atrito lateral, sendo que o método Aoki-Velloso apresentou-se levemente mais conservador.

5.6.2.2 Resistência de ponta

Quanto à resistência de ponta, o método UFRGS apresentou elevados erros e grande dispersão na previsão de resistência de ponta e assim como nas estacas escavadas, a resistência de ponta foi severamente superestimada. Os demais métodos, apesar da dispersão, forneceram resultados subestimados.

Frequentemente, o processo de execução de uma estaca do tipo hélice contínua, gera fustes ondulados e de seção variável. A variação de seção do fuste pode ser estimada pela medição de sobre consumo de concreto e assim, ter-se uma noção das variações do fuste. Para que a concretagem se inicie é preciso que o trado contínuo seja levemente elevado e neste momento, a estabilidade do furo, na região da ponta, pode ser comprometida dependendo do tipo de solo e resistência na região. Assim, devido ao processo executivo, mas não somente a este, as previsões de resistência podem apresentar variações significativas, principalmente para a predição da resistência de ponta.

O banco de dados utilizado no desenvolvimento do método UFRGS foi formado, basicamente, por estacas não instrumentadas e as separações de resistência lateral e resistência de ponta realizadas a partir de método gráficos baseados na curva carga *versus* recalque, este tipo de estimativa e separação de resistências não considera o tipo de estaca e menos ainda as mudanças de geometria do fuste no caso de estacas hélice contínua, assim pode-se ter um erro intrínseco envolvido.

Para estacas do tipo hélice contínua o método UFRGS possui um coeficiente $\beta=0,6$ que reflete sua correlação com a resistência de ponta de estacas metálicas. Dentro do método de Décourt & Quaresma, o coeficiente de correlação entre a ponta de estaca metálica e a ponta de uma estaca hélice contínua é igual a 0,3 com ressalvas do autor, devido à pequena amostragem na obtenção deste valor. Já para o método de Aoki-Velloso, o coeficiente para resistência fica em torno de 0,6. Ainda, ao se analisar apenas os gráficos de resistência de ponta, observa-se que o

método de Aoki-Velloso apresenta, para todos os tipos de estacas, resistência de ponta superior ao do método Décourt & Quaresma.

Assim, resta por se observar, que a resistência de ponta pode estar sendo super avaliada devido à hipótese de embuchamento do amostrador, hipótese esta, que pode ser contestada para o presente banco de dados, visto que muitas das estacas apoiam-se em materiais de baixa a media resistência conforme observa-se no quadro 18.

5.6.2.3 Resistência última e observações gerais

Da análise da carga de ruptura representada na Figura 51, observa-se um bom comportamento do método. Porém, fica evidente que a união de previsões de atrito com as previsões de ponta acabam por compensar as tendências e assim geram um resultado intermediário.

A amostragem obtida para estacas do tipo hélice contínua é de tamanho relativamente pequeno, além disso, dentro do grupo apresentado, existem famílias de estacas similares e até mesmo idênticas, conforme observado no quadro 18. Por fim, salienta-se que os resultados não são conclusivos e que se necessita de maior amostragem para verificação de comportamento ou modificações dos coeficientes propostos por Lobo (2005).

5.7 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

5.7.1 Resultados

A seguir mostram-se nos quadros (quadro 20 e quadro 21) resumos das provas de carga em estacas pré-moldada além de resultados obtidos da aplicação dos métodos.

Quadro 20 – quadro resumo das estacas pré-moldadas com aplicação do método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Ref. / Fig.	Estaca		Medido(kN)			Método UFRGS						W_{pc}/W_{nor}	Observações / Critérios	Igualdade	Similaridade	Citação	N ^o médio fuste	N ^o médio ponta
	L(m)	Φ(m)	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT							
1/143	21	0,80	3900	1900	5800	3441	7625	11065	0,9	4,0	1,9	0,2	seção circular vazada, carregamento lento. BRA			NIYAMA, et al., 1989	17	39
2/144	17	0,45	1565	505	2070	1294	2402	3697	0,8	4,8	1,8	2,0	Seção circular, ponta cônica, IND			BHANDARI, 1989	10	50
3/145	24	0,61	1150	1450	2600	2344	2482	4826	2,0	1,7	1,9	1,1	Areia calcárea, seção octagonal, carregamento rápido. EUA		A	HUSSEIN; CAMP, 1994	12	19
4/146	19	0,61	2700	2600	5300	1555	4069	5625	0,6	1,6	1,1	1,3	Areia calcárea, seção octagonal, carregamento rápido. EUA		A	HUSSEIN; CAMP, 1994	8	23
5/147	12	0,29	900	100	1000	588,7	370,4	959,1	0,7	3,7	1,0	1,9	seção quadrada, IRQ			ALTAEE et al., 1992	11	10
6/148	16	0,28	370	90	460	142,8	71,85	214,6	0,4	0,8	0,5	2,3	seção circular, NOR		B	GREGERSEN et al., 1973	2	2
7/149	8	0,28	200	55	255	84,74	41,71	126,5	0,4	0,8	0,5	1,8	seção circular, NOR		B	GREGERSEN et al., 1973	2	1
8/150	18	0,69	2955	245	3200	2416	2693	5109	0,8	11,0	1,6	3,1	seção quadrada, EUA			PANDO et al., 2003	12	15

parte 1/2

9/151	38	0,60	3730	8370	12100	1810	3758	5568	0,5	0,4	0,5	0,2	seção circular vazada, pintura betuminosa até 26,0m			GYOTEN et al., 1982	15	24
10/152	14	0,18	210	30	240	220	106,4	326,4	1,0	3,5	1,4	4,7	seção circular, PC lenta, argila porosa de SP até 6 m, BRA			ALBUQUERQUE, 2001	6	9
Legenda / observações:																		
W _{norma} = recalque norma						Cargas em kN						ND = não disponível						
W _{pc} = recalque prova de carga						Medidas em metros												

parte 2/2

Ref. / Fig.	Estaca		Método Aoki-Velloso						Método Décourt-Quaresma						Método Teórico					
			Estimado			Estimado/Medido			Estimado			Estimado/Medido			Estimado			Estimado/Medido		
			L(m)	Φ(m)	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL	QP	QT	QL
1/143	21	0,80	2779	5569	8348	0,7	2,9	1,4	3108	4430	7538	0,8	2,3	1,3	1566	8384	9950	0,4	4,4	1,7
2/144	17	0,45	1021	621,1	1642	0,7	1,2	0,8	1180	652,2	1832	0,8	1,3	0,9	706,5	2644	3350	0,5	5,2	1,6
3/145	24	0,61	1997	3154	5151	1,7	2,2	2,0	2175	2208	4383	1,9	1,5	1,7	1339	2888	4228	1,2	2,0	1,6
4/146	19	0,61	1279	5268	6547	0,5	2,0	1,2	1482	3688	5169	0,5	1,4	1,0	785,3	4113	4898	0,3	1,6	0,9
5/147	12	0,29	526,7	450,5	977,2	0,6	4,5	1,0	543,1	315,4	858,5	0,6	3,2	0,9	397,3	454,3	851,7	0,4	4,5	0,9
6/148	16	0,28	88,77	55,48	144,3	0,2	0,6	0,3	214,7	38,84	253,6	0,6	0,4	0,6	254,1	153,3	407,4	0,7	1,7	0,9
7/149	8	0,28	61,03	27,74	88,77	0,3	0,5	0,3	121,2	19,42	140,7	0,6	0,4	0,6	92,68	95,79	188,5	0,5	1,7	0,7
8/150	18	0,69	2105	2682	4787	0,7	10,9	1,5	2202	2347	4549	0,7	9,6	1,4	1203	3043	4246	0,4	12,4	1,3
9/151	ND	ND																		
10/152	14	0,18	105,9	32,26	138,2	0,5	1,1	0,6	232,8	45,17	278	1,1	1,5	1,2	284,5	200,5	484,9	1,4	6,7	2,0

Quadro 21 – quadro resumo das estacas pré-moldadas – resultados dos métodos Aoki-Velloso, Décourt & Quaresma e abordagem teórica (fonte: elaborado pelo autor)

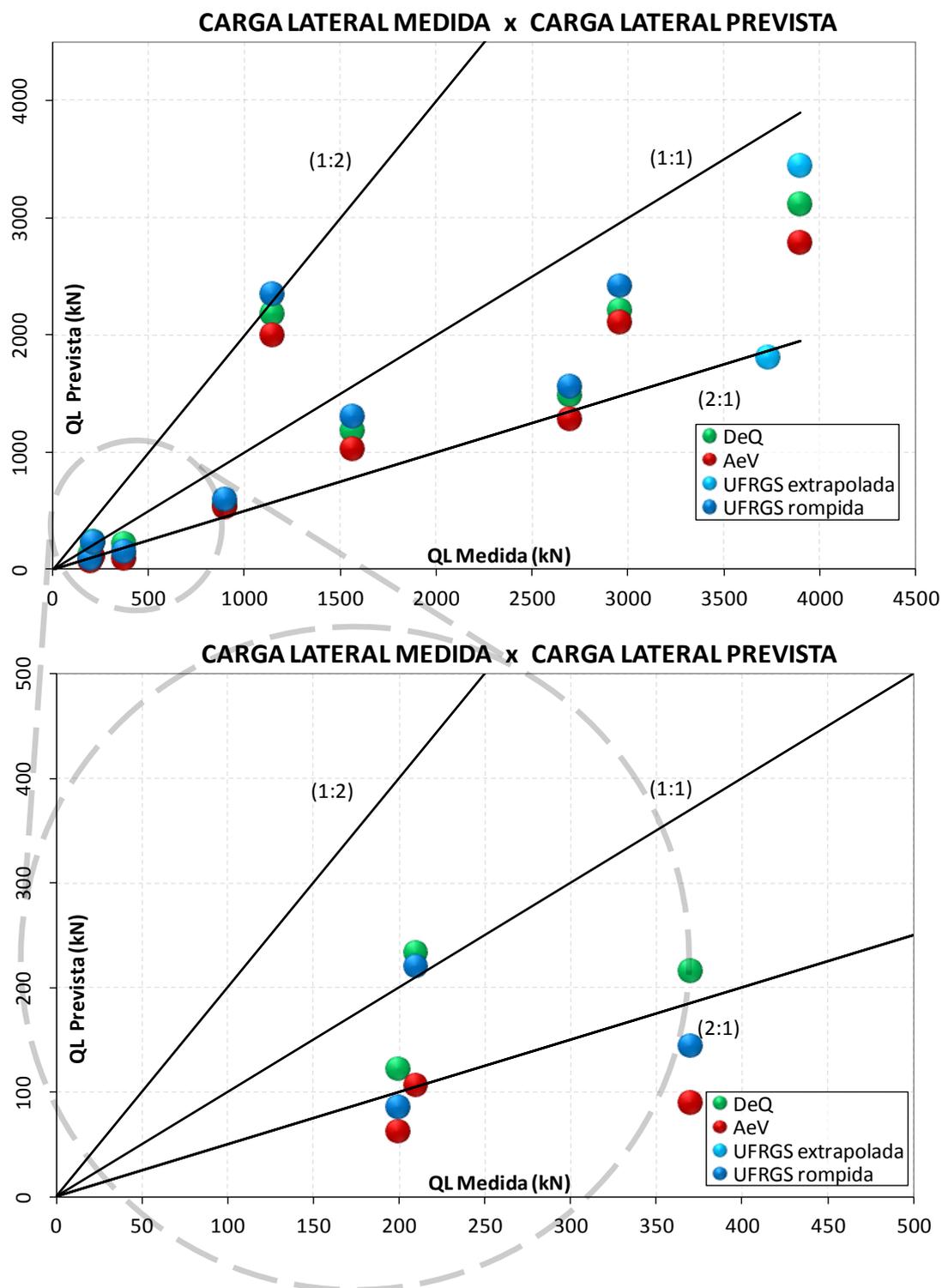


Figura 52 – carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – PM – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

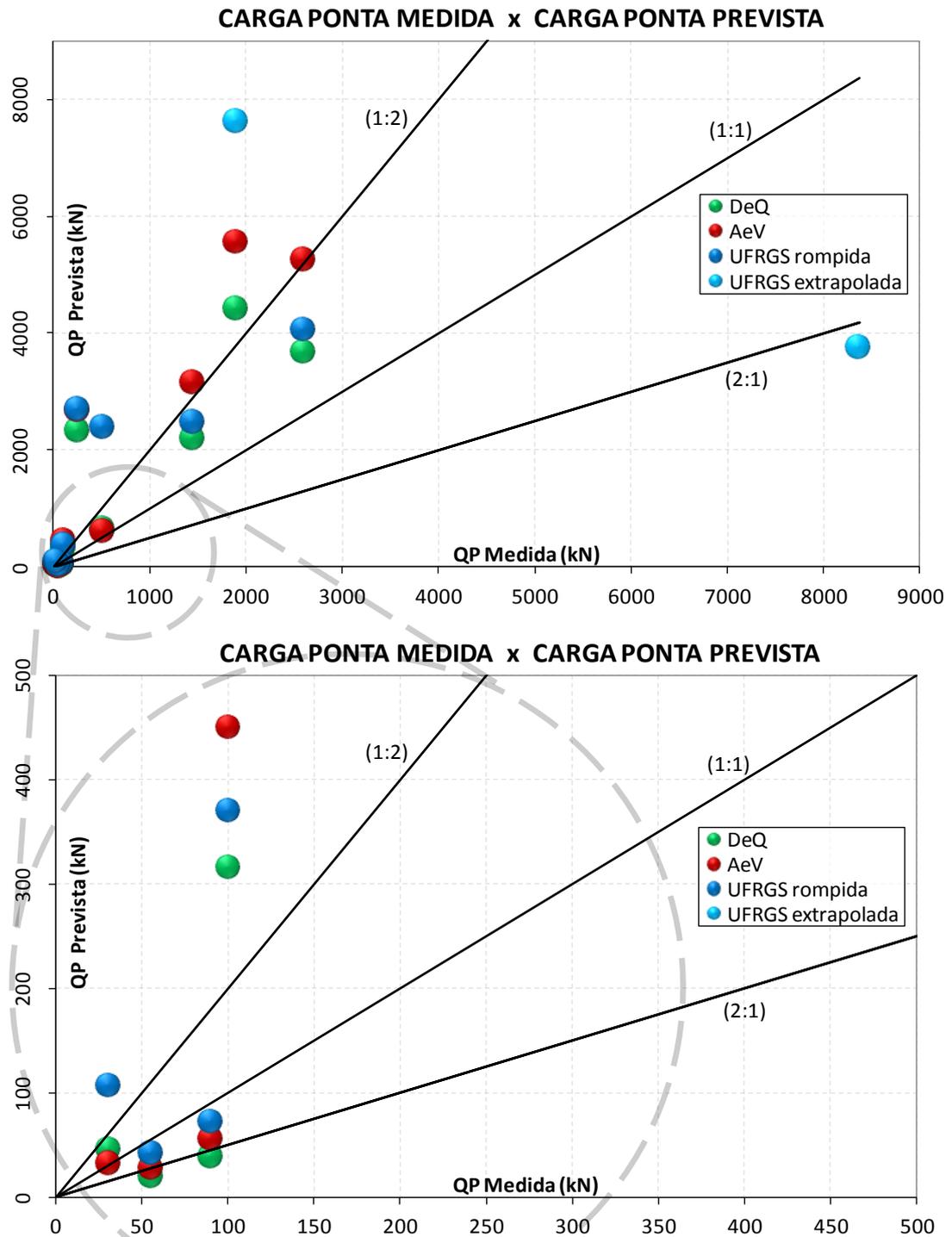


Figura 53 – carga punta medida *versus* carga punta prevista – PM – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

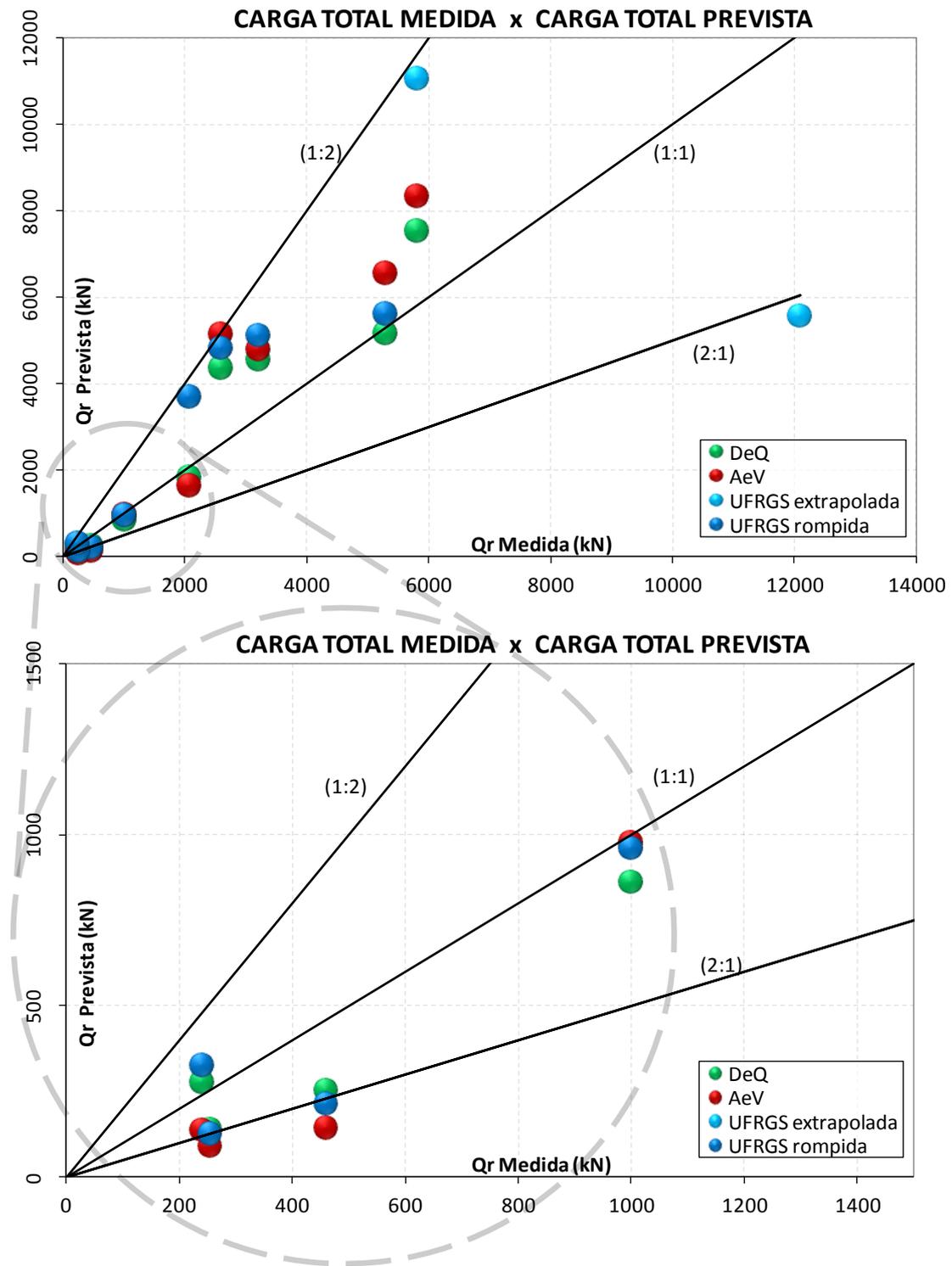


Figura 54 – carga total medida *versus* carga total prevista – PM – método UFRGS (fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6: média e desvio padrão das previsões pra estacas pré-moldadas – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)

Método UFRGS				Método Aoki-Velloso			
Estimado/Medido				Estimado/Medido			
	QL	QP	QT		QL	QP	QT
Média	0,8	3,2	1,2	Média	0,7	2,9	1,0
Desvio Padrão	0,5	3,1	0,6	Desvio Padrão	0,4	3,3	0,6

Método Décourt-Quaresma				Método Teórico			
Estimado/Medido				Estimado/Medido			
	QL	QP	QT		QL	QP	QT
Média	0,8	2,4	1,0	Média	0,6	4,5	1,3
Desvio Padrão	0,4	2,8	0,4	Desvio Padrão	0,4	3,5	0,5

5.7.2 Análise dos resultados

5.7.2.1 Resistência lateral

Para o grupo de estacas do tipo cravadas e pré-moldadas em concreto, os métodos forneceram resultados bastante compatíveis entre si e com tendências de subestimar o atrito lateral.

5.7.2.2 Resistência de ponta

Assim como na resistência lateral, os métodos apresentaram resultados compatíveis entre si e com tendências de superestimar a resistência de ponta, conforme observado nos outros tipos de estacas, porém com menor significância para as pré-moldadas.

5.7.2.3 Resistência última e observações gerais

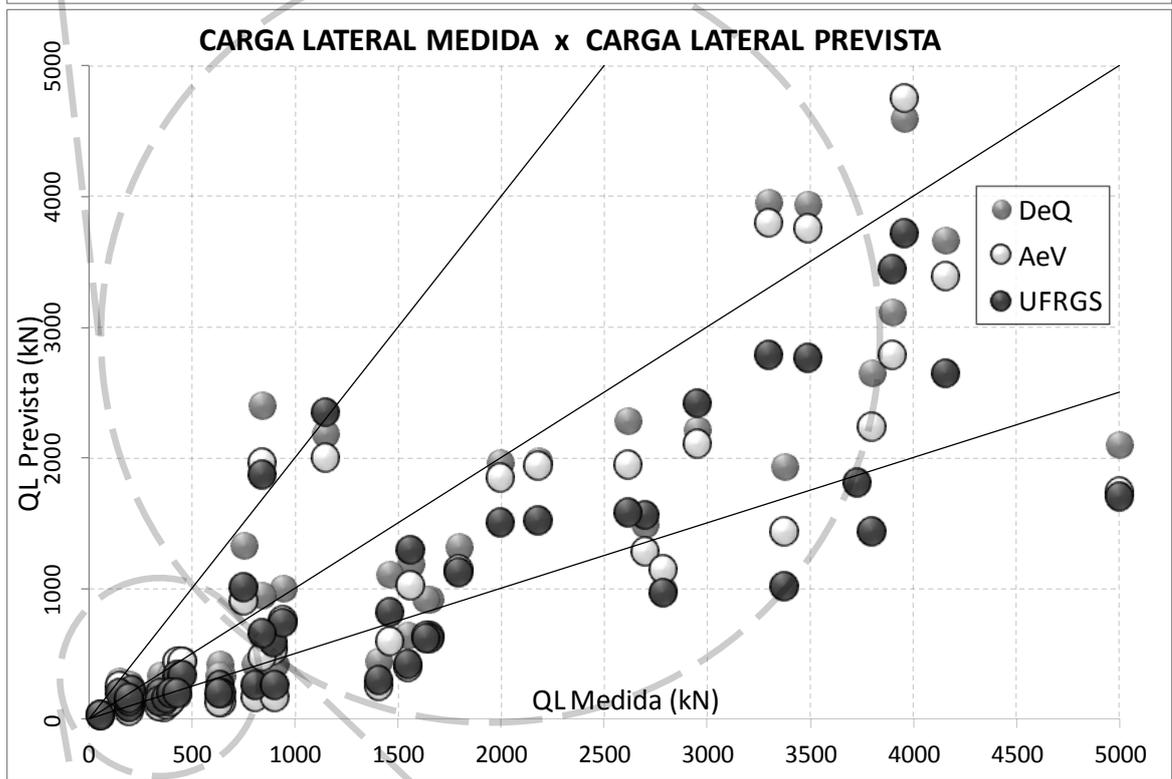
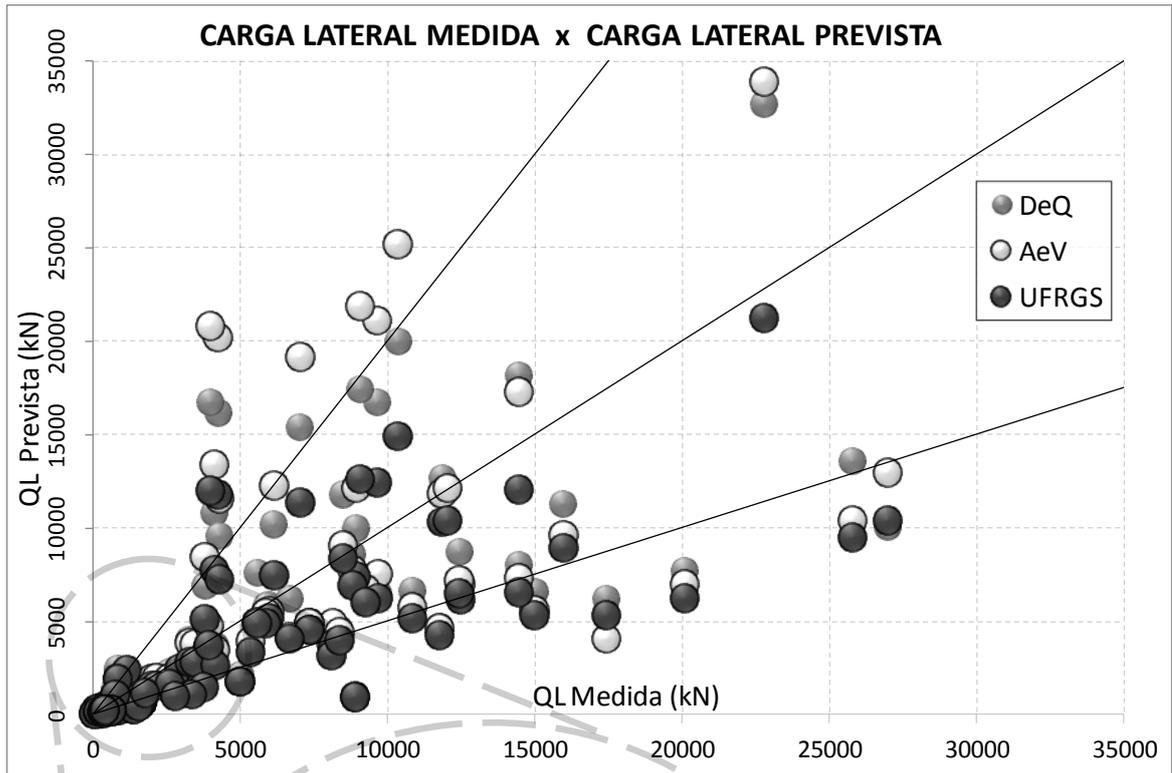
A técnica de cravação utilizada em estacas do tipo pré-moldada favorece a aplicação desta modalidade de estaca quando se tem solos sedimentares de baixa resistência sobrepostos a camada competente onde a ponta é embutida. Assim, o comportamento da ponta é significativo no comportamento da resistência final. Para o grupo analisado, a carga total sofreu forte influência da resistência de ponta, ou seja, os métodos apresentaram ligeira tendência de superestimar as cargas totais.

O grupo de estacas pré-moldadas representa o menor dos grupos analisados, assim as presentes análises e conclusões estão intimamente ligadas e dependentes da amostra estudada.

5.8 RESULTADO GLOBAL DOS MÉTODOS

A seguir são mostrados os resultados gráficos obtidos para a amostra formada por todas as provas de carga representadas anteriormente. Nestes resultados cabe destacar que, além de processo estatístico, onde foram efetuados cortes nas amostras, os gráficos agrupam todos os tipos de estacas. Para possibilitar e facilitar a observação de todos os pontos, as figuras estão representadas em diversas escalas.

Paralelamente aos gráficos apresentados, os resultados são analisados a partir de distribuições que mostram diretamente a razão entre carga prevista e carga medida, assim como através de diagramas de frequência (Figura 61, Figura 62 e Figura 63).



(continua)

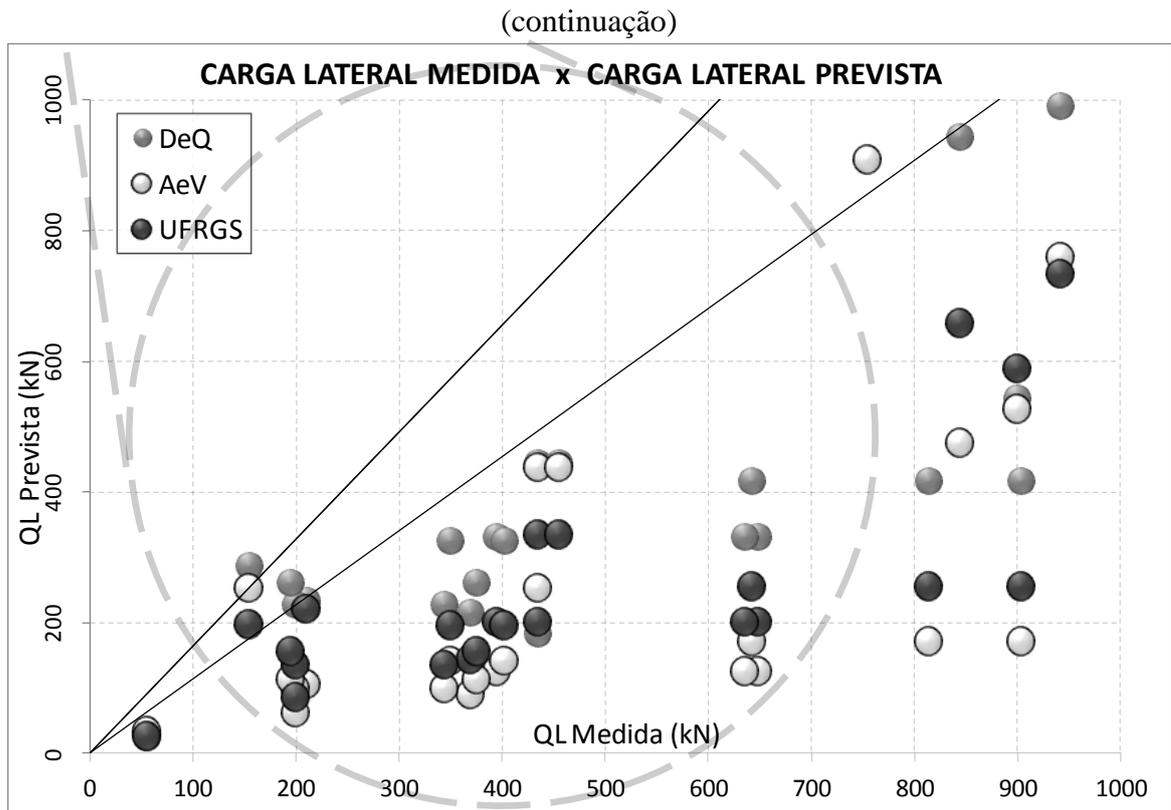
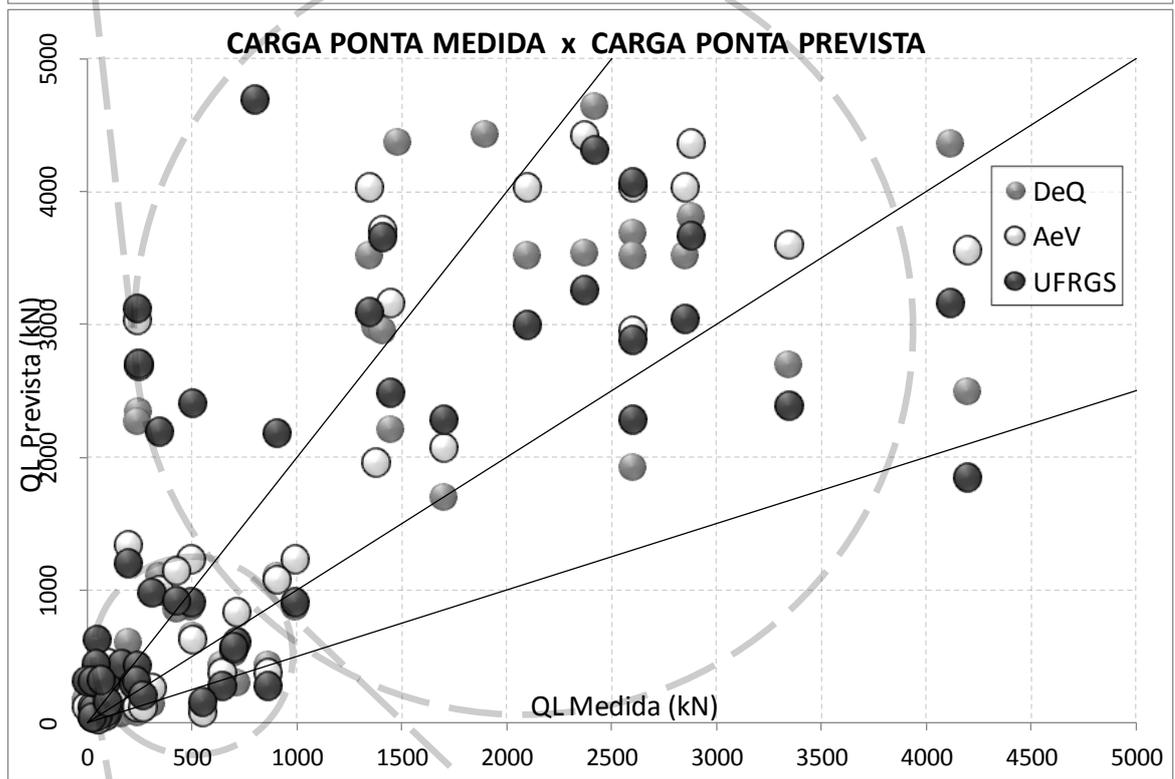
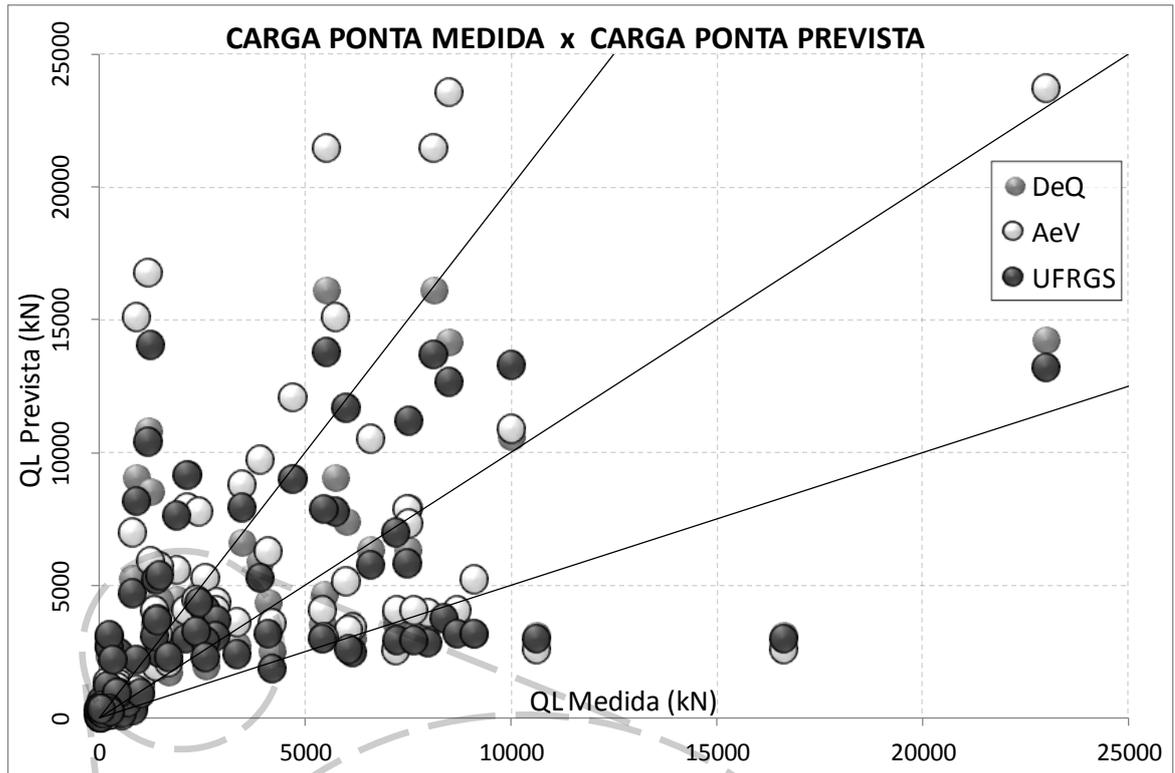


Figura 55 – carga lateral medida *versus* carga lateral prevista – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)



(continua)

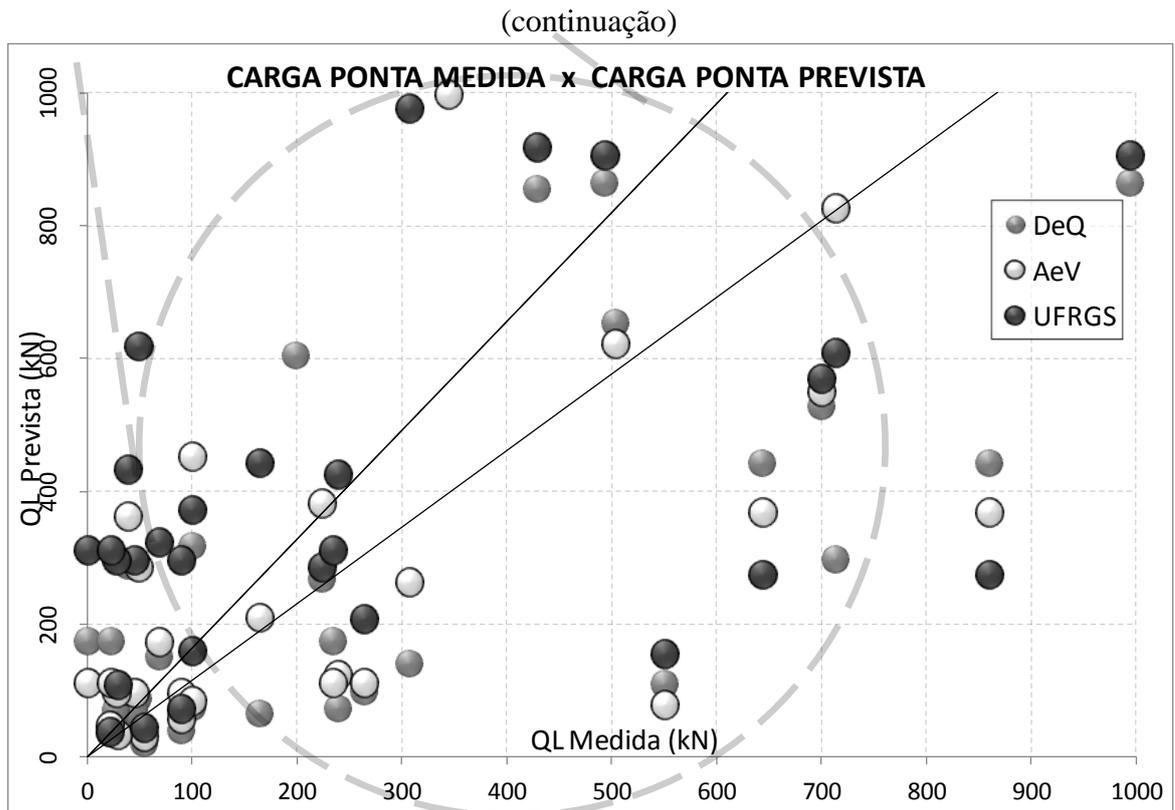
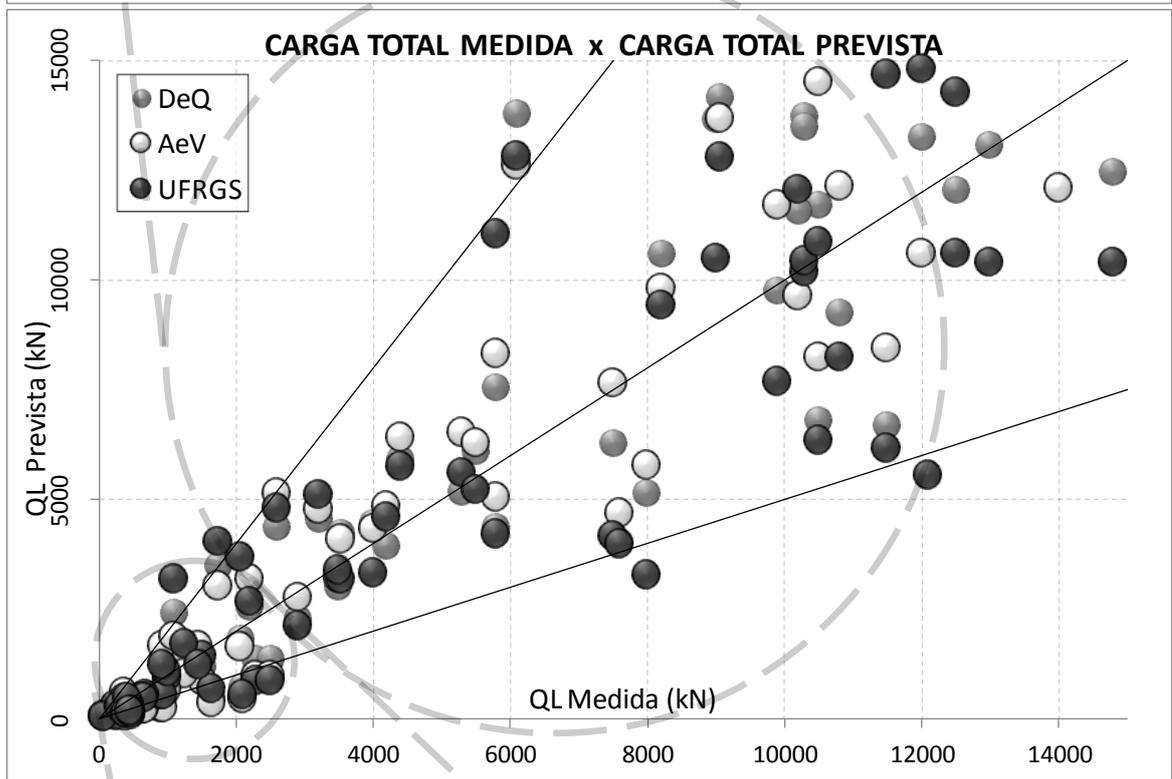
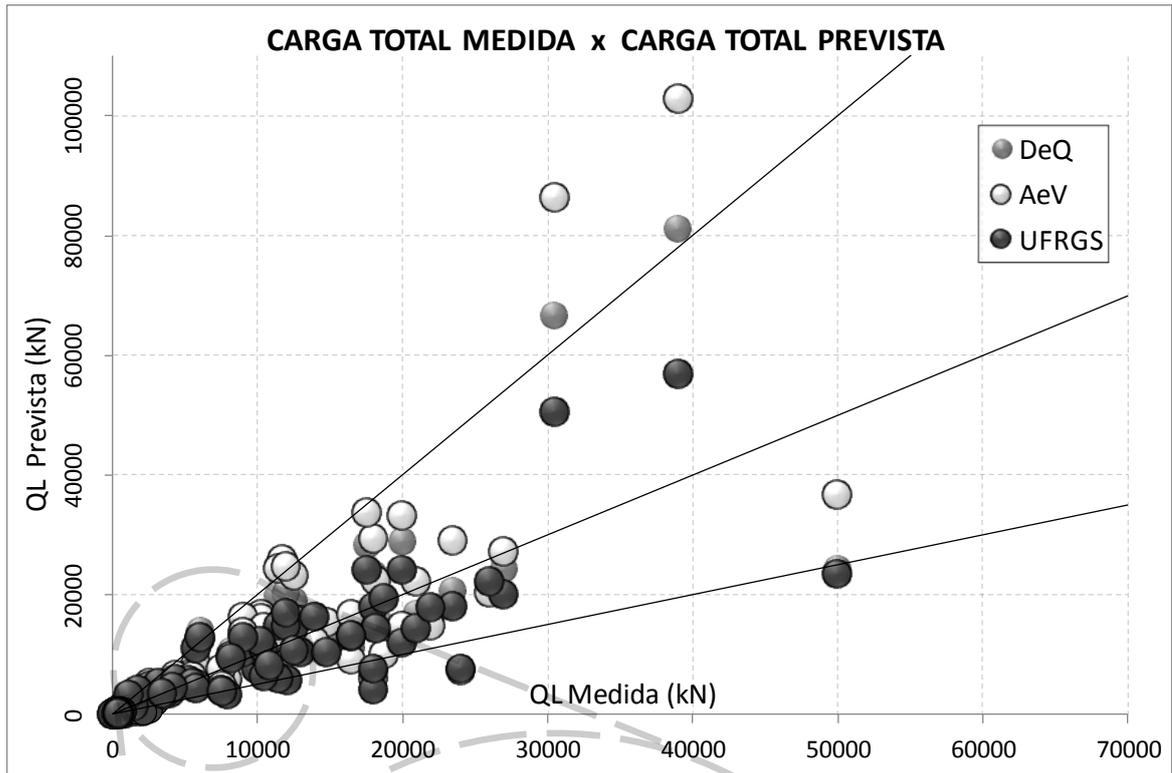


Figura 56 – carga de ponta medida *versus* carga de ponta prevista – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)



(continua)

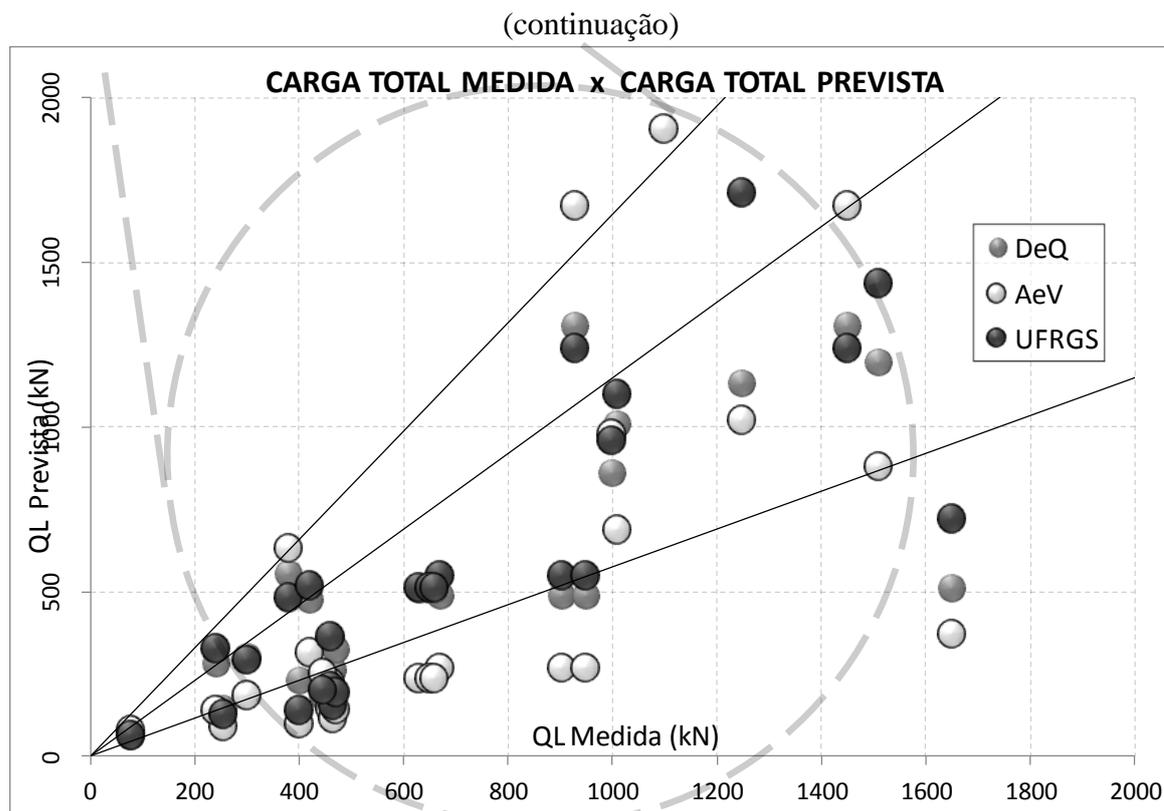


Figura 57 – carga total medida *versus* carga total prevista – todos casos (fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7: média e desvio padrão das previsões para todos os tipos de estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)

Método UFRGS			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,64	1,82	0,96
Desvio Padrão	0,30	1,52	0,47

Método Aoki-Velloso			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,64	1,75	1,05
Desvio Padrão	0,35	1,30	0,60

Método Décourt & Quaresma			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,85	1,32	1,01
Desvio Padrão	0,43	0,90	0,46

Método Teórico			
Estimado/Medido			
	QL	QP	QT
Média	0,67	3,85	1,54
Desvio Padrão	0,37	3,25	0,91

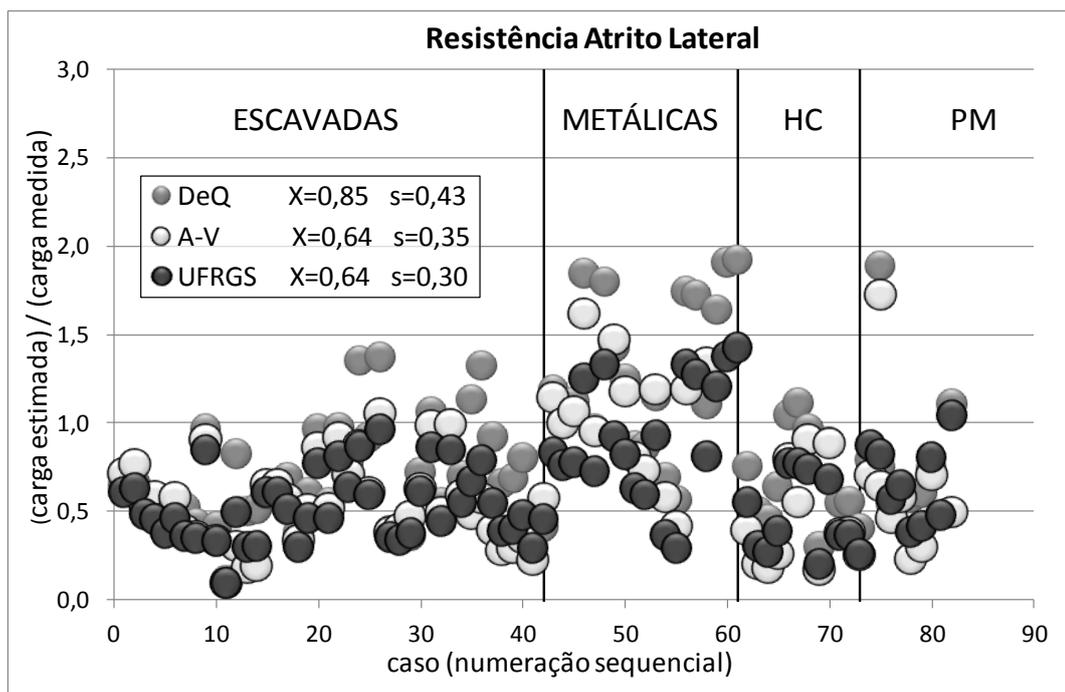


Figura 58 – desempenho dos métodos na previsão de atrito lateral para diferentes estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)

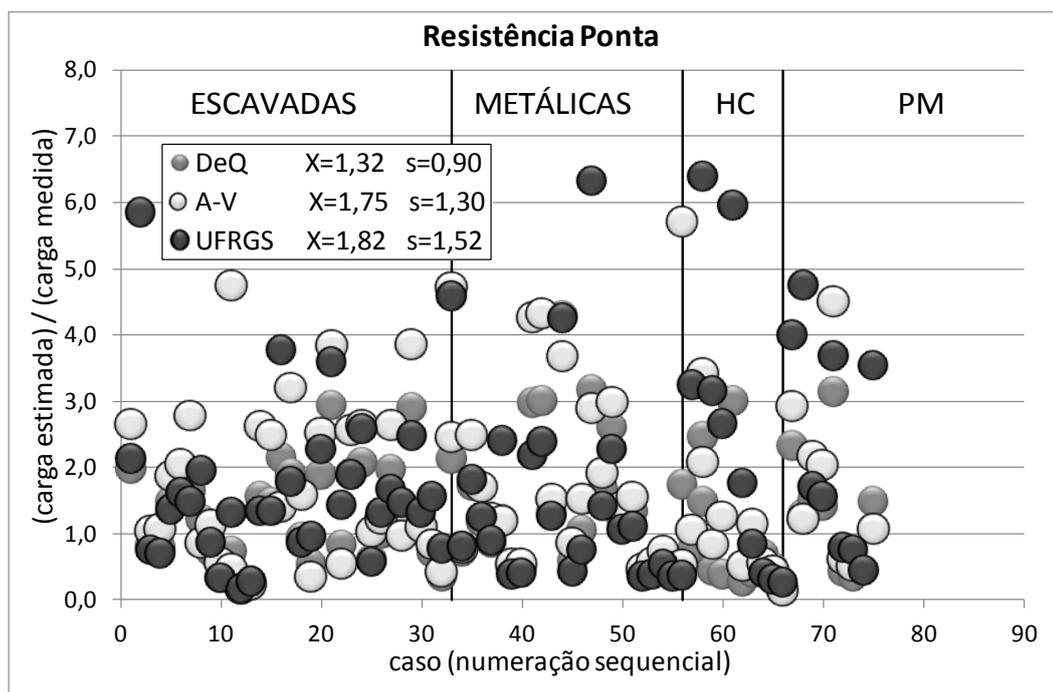


Figura 59 – desempenho dos métodos na previsão de ponta para diferentes estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)

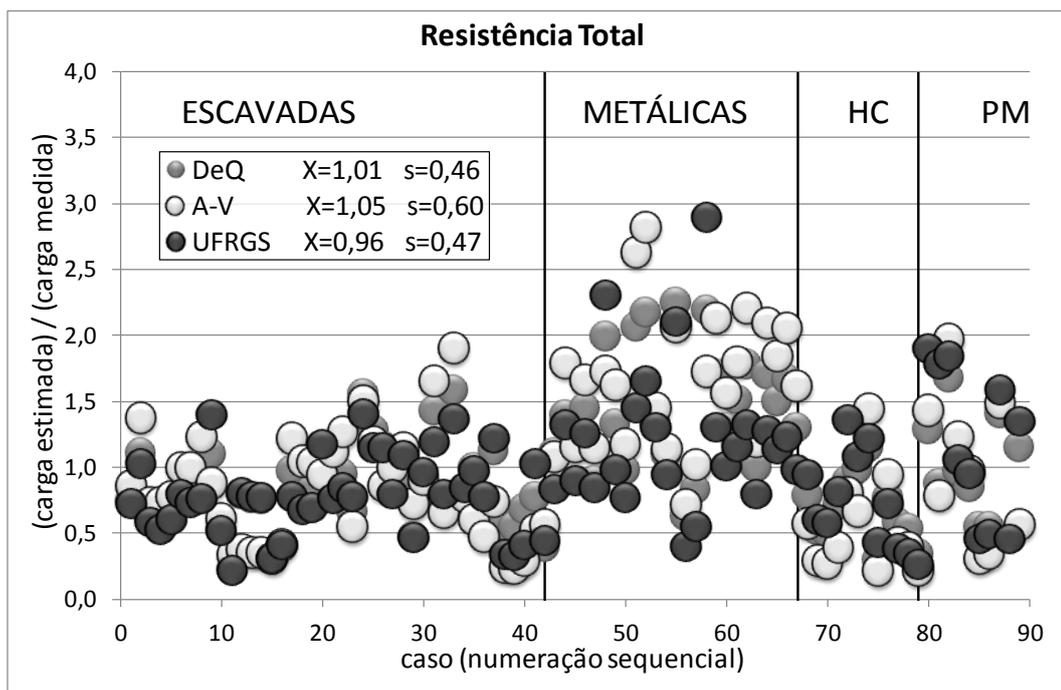


Figura 60 – desempenho dos métodos na previsão de carga total para diferentes estacas – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)

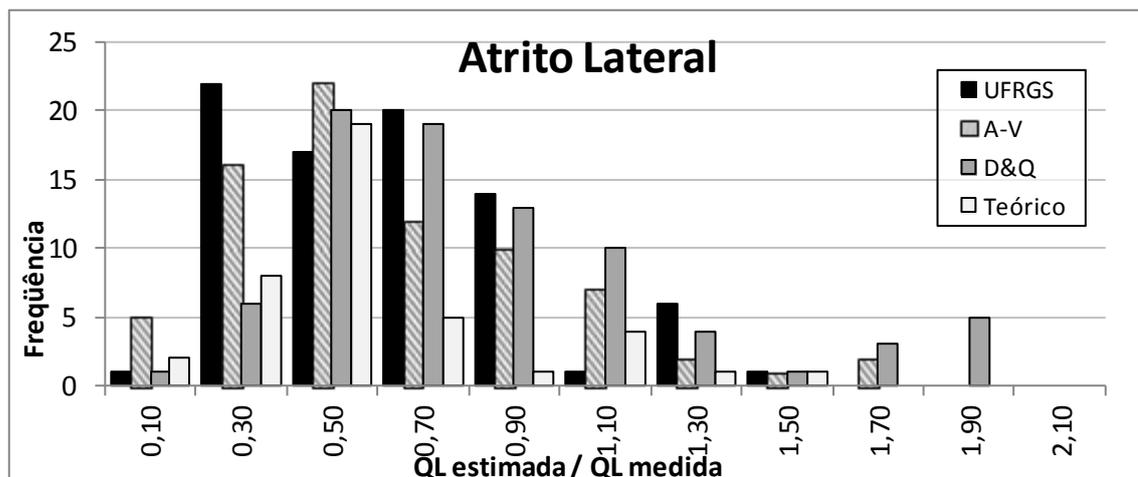


Figura 61 – frequência da acurácia dos métodos para atrito lateral – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)

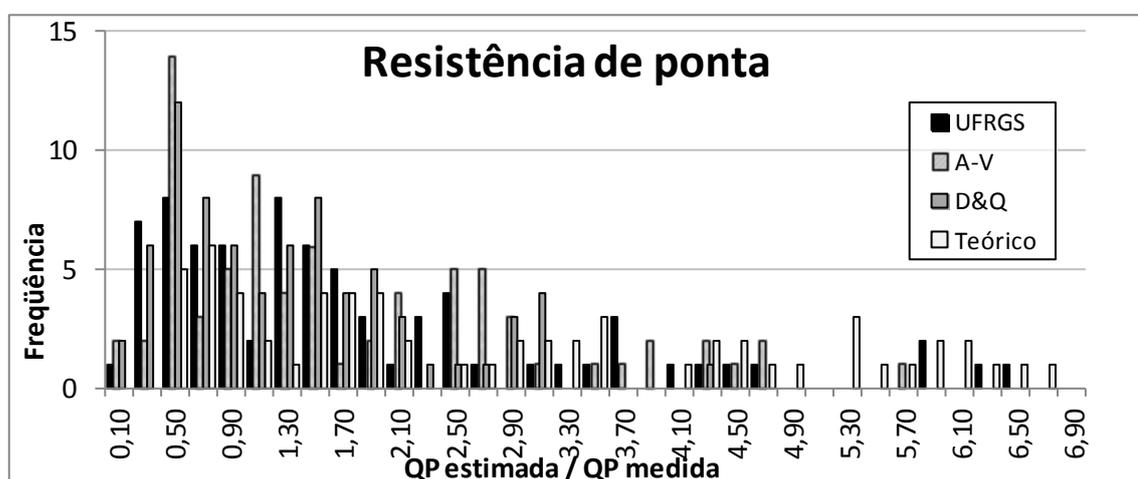


Figura 62 – frequência da acurácia dos métodos para resistência de ponta – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)

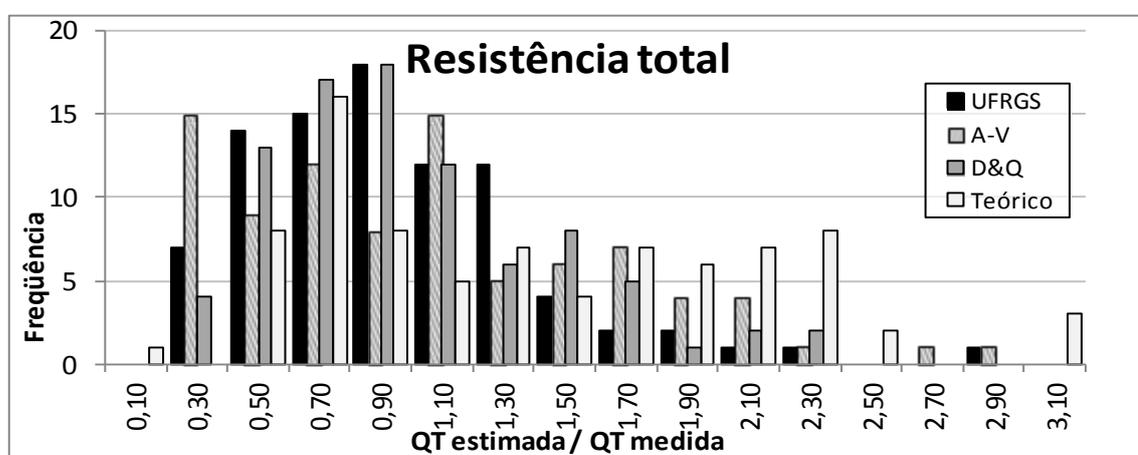


Figura 63 – frequência da acurácia dos métodos para carga de ruptura – casos representativos (fonte: elaborado pelo autor)

6 CONSIDERAÇÕES GERAIS

6.1 FONTES DE VARIAÇÕES E ERROS

Além das imprecisões e das características de todos os métodos aplicados, cabe descrever algumas variações e incertezas envolvidas nas análises:

Quanto aos métodos de ensaio:

- a) velocidades e incrementos dos carregamentos;
- b) efeitos de *set-up* e relaxamento;
- c) grande diversidade de práticas internacionais.

Quanto ao elemento de fundação e condições no entorno:

- a) seções estranguladas ou alargadas;
- b) presença de bloco de coroamento e de estacas próximas;
- c) drapejamento em estacas cravadas;
- d) alterações na parte superior do solo devido ao trânsito de equipamentos e instalações das estacas.

Quanto às informações reportadas no banco de dados:

- a) módulo de elasticidade não reportado ou com grande variação;
- b) textura do solo mal reportada;
- c) problemas dos instrumentos (erros, danos e diferentes tipos);
- d) dados gráficos de baixa escala e baixa definição;

Quanto à aplicação dos métodos e às simplificações:

- a) incertezas e extrapolação nos valores de η_1 e η_3 ;
- b) na estimativa teórica o N_{spt} foi correlacionado com ângulo de atrito para todas as abordagens não teóricas;
- c) arredondamento do comprimento das estacas – pronunciado efeito em pequenas estacas;

- d) interpolações e extrapolações das curvas de mobilização de carga e das curvas carga *versus* recalque;
- e) extrapolação e limites de N_{spt} estipulados;
- f) resistência de ponta obtida através de extrapolação dos últimos trechos medidos;
- g) diâmetro equivalente para pontas não circulares;
- h) estacas flutuantes (estrutura atípica), onde os métodos não foram elaborados;
- i) embuchamento de ponta em estacas de seção vazada;
- j) solos atípicos à elaboração dos métodos.

7 CONCLUSÕES

7.1 ESTACAS METÁLICAS

O método UFRGS mostrou-se mais eficaz que os métodos semi-empíricos em estacas metálicas de elevada mobilização de carga, pois o método UFRGS, diferentemente dos semi-empíricos, possui menor dependência da amostra utilizada em seu desenvolvimento.

Ao comparar as resistências de ponta do método UFRGS com as dos métodos semi-empíricos observou-se que, para a maioria dos casos, houve pouca variação dos valores resultantes, sendo o método UFRGS ligeiramente mais conservador. Essa superestimativa deve-se, provavelmente, ao critério de embuchamento total das estacas.

A carga de ruptura prevista pelo método UFRGS apresentou resultados próximos do comportamento real da estaca, mais conservador e de menor dispersão quando comparado com os métodos semi-empíricos clássico.

7.2 ESTACAS ESCAVADAS

Todos os métodos forneceram resultados conservadores para o atrito lateral, sendo que o método UFRGS apresentou-se levemente mais conservador, porém com menor dispersão de resultados.

Para mobilizações de carga menores do que 700 kN tem-se, para o atrito lateral, o método Aoki-Velloso o mais conservador dos três e o método UFRGS sempre equilibrado entre os três métodos analisados. Nestes casos verificou-se que os métodos superestimaram, em algumas vezes, a resistência de ponta com notória tendência pelo método UFRGS.

Nas previsões de carga de ponta, todos os métodos apresentaram resultados de elevada dispersão.

Na análise de carga de ruptura, o método UFRGS fica prejudicado pelo erro oriundo da resistência de ponta, mas ainda assim, apresentou média e desvio padrão idênticos aos métodos semi-empíricos.

7.3 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Todos os métodos forneceram resultados conservadores para o atrito lateral, sendo que o método Aoki-Velloso apresentou os resultados mais conservadores.

O método UFRGS apresentou elevados erros e grande dispersão na previsão de resistência de ponta. Os demais métodos, apesar da dispersão, forneceram resultados subestimados para a ponta, entretanto é importante salientar que muitas das estacas são do tipo flutuante, ou seja, apoiam-se material de baixa qualidade e com características similares ao fuste.

O sistema gráfico de separação entre resistência lateral e de ponta utilizado no desenvolvimento do método, pode ter gerado erros para as estacas do tipo hélice contínua que possuem fuste, frequentemente, variável.

A fim de identificar as tendências observadas, é necessária avaliação mais cuidadosa e em maior número de casos para este tipo de estaca.

7.4 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

Os métodos apresentaram resultados compatíveis entre si e com tendências de superestimar a resistência de ponta, porém com menor magnitude do que os resultados observados para a ponta dos demais tipos de estacas.

Para o grupo analisado, a carga total sofreu forte influência da resistência de ponta, ou seja, os métodos apresentaram ligeira tendência de superestimar as cargas totais.

7.5 OBSERVAÇÕES E COMPORTAMENTO EM GERAL

Apesar do maior nível de variações das previsões, os resultados corroboram com as análises apresentadas por Lobo (2005), pois apresentam resultados compatíveis com outros métodos e não foi observado nenhuma tendência.

A postura conservadora de todos os métodos não é apenas referente às variações e incertezas intrínsecas, mas também deve refletir o fato de que as estacas testadas, frequentemente, são executadas com cuidados e verificações não adotados na prática corriqueira.

Durante um projeto de fundações, a parcela de resistência lateral possui grande responsabilidade (principalmente em estacas flutuantes), pois diferentemente da resistência de ponta, a parcela de atrito lateral é mobilizada a pequenas deformações. Portanto, a análise que separa a resistência de ponta e atrito lateral pode auxiliar o projetista a estabelecer coeficientes de segurança para cada tipo de mobilização envolvida em uma estaca.

Quando se olha em termos de resistência total, os resultados corroboram os encontrados por Lobo (2005), ou seja, o método UFRGS fornece médias e desvios padrões que justificam seu emprego na prática de engenharia de fundações. Entretanto, ao se discretizar as resistências de ponta e lateral de uma estaca, observa-se tendência de subestimar a carga lateral e superestimar a carga de ponta. Em projetos, os coeficientes de segurança de ponta e lateral devem ser diferenciados e a confiabilidade da lateral deve ser acentuada.

A menor dispersão observada na aplicação do método UFRGS diminui consideravelmente os riscos envolvidos em um projeto de fundações. Esta dispersão tende a diminuir em casos onde se conhecem os parâmetros de energia com maior precisão, assim, evidencia-se a importância de sua inclusão na Norma Brasileira de Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento – atualmente em revisão – para que a Engenharia de Fundações brasileira passe a realizar projetos mais econômicos e com menores riscos envolvidos.

Uma vez absorvido o processo de medição dos parâmetros de energia por parte da prática de Engenharia de Fundações, ter-se-á um ganho de precisão, logo menores probabilidades de ruptura e também menores riscos, pois os mesmos são fortemente ligados à dispersão dos resultados.

A análise teórica realizada no trabalho não se mostrou satisfatória, possivelmente devido às correlações e hipóteses adotadas para a obtenção dos parâmetros geotécnicos. As análises das cargas laterais resultaram em previsões razoáveis (carga prevista na mesma ordem de grandeza da carga medida), entretanto as resistências mobilizadas na ponta das estacas extrapolaram níveis de variação aceitáveis, possivelmente devido às simplificações das correlações adotadas que resultaram em ângulos de atrito e fatores de capacidade de carga elevados.

Não foi observada tendência específica para os casos que tiveram de ser extrapolados pelo método de Van der Veen.

O critério de embuchamento pode introduzir erros nas análises, porém todas tentativas de correlação entre o N_{spt} na ponta da estaca e o resultado obtido não resultaram em padrões definidos para correlação do erro.

A maioria das estacas não apresentou tensões residuais, entretanto quando as mesmas são levadas em consideração, tem-se uma diminuição da resistência devido ao atrito lateral e um aumento da resistência de ponta. Ao se comparar com os métodos semi-empíricos, vê-se que o método UFRGS possui tendência de apresentar menores resistências laterais e maiores resistências de ponta. Ou seja, ao se considerar tensões residuais em estacas cravadas, nota-se que o método UFRGS tende a fornecer estimativas mais alinhadas às observações em estacas.

Destaca-se que o método UFRGS apresenta resultados compatíveis com a prática nacional e que não há necessidade de correlacionar – empiricamente – coeficientes para cada tipo de solo. Elimina-se com isto, uma das principais fontes de erro e incerteza na predição de capacidade de carga de fundações profundas.

8 INDICAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Avaliar o critério de separação de resistência lateral e resistência de ponta utilizado para estacas do tipo hélice contínua durante o desenvolvimento do método UFRGS.

Comparar perfil de SPT com perfis de cravação de estacas metálicas tubulares testas através de provas de carga.

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, P. J. **Análise do Comportamento de Estaca Pré-moldada de Pequeno Diâmetro, Instrumentada, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas.** 1996. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Agrícola. Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.
- 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. 2001 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos.** 2002. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo.
- ALONSO, U. R.. **Previsão e controle das fundações.** São Paulo: Edgard Blücher, 1991.
- AOKI, N.; VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: ISSMGE, 1975. p. 116-127.
- AOKI, N. Segurança e confiabilidade de fundações profundas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS n. 8, 2005, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, 2005, v. 1. p. 1-15.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489:** Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 6122:** Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. **MB 3472:** Estacas: Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro, 1991.
- _____. **NBR 6122:** Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. **NBR 6484:** Informação e Documentação Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro, 2001.
- ALTAEE, A; FELLENIUS, B. H.; EVGIN, E. Axial Load Transfer for Piles in Sand. I: Tests on an instrumented precast pile. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 29, n. 1, p. 11-20, December, 1992.
- AOKI, N. Dogma do Fator de Segurança. In: SEFE VI SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF, 1 CD.
- BALAKRISHNAN, E. G.; BALASUBRAMANIAM, A. S.; PHIEN-WEJ, N. Load Deformation Analysis of Bored Piles In Residual Weathered Formation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 125, n.2, p. 122-131, Feb 1999.

- BAOCHENG, L., TONY, R., Static Axial Load Test on Strain Gauge Instrumented Concrete Piles Axially. In: 62nd CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE AND 10th JOINT CGS/IAH-CNC SPECIALTY GROUNDWATER CONFERENCE, 2009, p.227-233.
- BARBETTA, P. A. **Estatística para cursos de engenharia e informática**. 2. ed. São Paulo: Atlas S.A., 2009.
- BAZARAA, A. R.; KURKUR, M. M. (1986). N-values used to predict settlements of piles in Egypt. In: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering. ASCE Geotechnical Special Publication 6: 462-47
- BECK, W. K.; HARRISON, P. J.; Load Tests on Small Diameter Augered Cast-in-Place Piles Through Fill. In: INTERNATIONAL FOUNDATION CONGRESS AND EQUIPMENT EXPO CONFERENCE, 2009, Florida. **Proceedings...**
- BHANDARI, B. K. M.; Field loading tests on instrumented piles – Hazira Slug Catcher project. In: 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2. 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A A Balkema Publishers, 1989. p. 1185-1188.
- BRIAUD, J. L., TUCKER, L. M., NG, E., Axially Loaded 5 Pile Group and Single Pile in Sand. In: 12th INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, August 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro, p. 1121-1124.
- CANDEIAS, J. Aplicação das Abordagens de Cálculo do Eurocódigo 7. In: 10^o CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 2006, Lisboa. **Anais...** Disponível em <[http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnica%20\(resumos\)/Congresso_Actas%20\(D\)/Volume%202/V2-16.pdf](http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnica%20(resumos)/Congresso_Actas%20(D)/Volume%202/V2-16.pdf)>. Acesso em 21 nov. 2011.
- CAVALCANTE, E. H. Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT, 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- CHEN, C. S.; LIM, C.S. Dynamic and Static Load Tests on Large Diameter Bored Piles, ca. 2002. Disponível em: <<http://www.sspsb.com.my/images/GEOWEB/Publications/Dynamic%20And%20Static%20Load%20Tests.pdf>>. Acesso em 11 out. 2011.
- CHOW, C. M.; TAN, Y.C. Performance of Jack-In Pile Foundation in Weathered Granite. In: 17th Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei, **Proceedings...** 2010
- CLAYTON, C. R. I. **The standard penetration test (SPT): methods and use**. London: Construction Industry Research Information Association ,1995. CIRIA Report n. 143.
- CUNHA, R.P.; KLUKLÍK, P.; Numerical Evaluation of Deep Foundations in Tropical Soils of the Federal District of Brazil by Means of a Semi-Analytical Mathematical Procedure. **Soils & Rocks**, São Paulo, v. 26, n. 2, p.167-182, maio-ago. 2003.

- DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2. 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam: A A Balkema Publishers, 1982. p. 19-34.
- DÉCOURT, L; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise de projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- DÉCOURT, L; QUARESMA, R. A. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro:ABMS, 1978. p. 45-53.
- DE BEER, E. E. Different Behavior of Bored and Driven Piles. In: 1st INTER. GEOTH. SEMINAR ON DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER PILES, 1988, Ghent. **Proceedings...** 1988. p.47-82.
- DE MELLO, V. F. B. The Standard Penetration Test State-of-the-Art Report. In: 4th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1. 1971, San Juan. **Proceedings...** 1971. p. 1-86.
- DIAS, C. R. R. Previsão e Observação do Comportamento de Estacas Escavadas no Terminal de Trigo e Soja do Porto de Rio Grande. In: SIMPÓSIO TEORIA E PRÁTICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 1985, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS/EE/CPGEC, 1985. p. 193-435.
- DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1988.
- FALCONI, F. F.; PEREZ JÚNIOR, W. Estacas Metálicas Profundas de seção decrescente na Baixada Santista - Complemento aos Estudos Anteriores com base em Novas Provas de Carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2008, Búzios. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 2008, 1 CD.
- FALCONI, F. F.; SANTOS, M. S.; DIAS, M.; TOSSUNIAN, R. Escavações para Subsolos em Edificações Urbanas. Disponível em <http://www.zaclisfalconiengenharia.com.br/site_v5.1/images/stories/escavacao%20para%20subsolos%20em%20edificacoes%20urbanas.pdf>. Acesso em 06 nov. 2011.
- FELLENIOUS, B. H.; ALTAEE, A. The critical depth: how it came into being and why it does not exist. **Proceedings of the Institute of Civil Engineering - Geotechnical Engineering**, London, v. 113, n. 2, p. 107-111, Apr. 1995.
- FELLENIOUS, B. H. Bearing Capacity – a Delusion? In: Deep Foundation Institute Annual Meeting, 1999, Dearborn. **Proceedings...**
- FELLENIOUS, B. H. Determining the Resistance Distribution in Piles. Part 1: Notes on Shift of No-Load Reading and Residual Load. **Geotechnical News Magazine**, v. 20, n. 2, p. 35-38, 2002. Disponível em: <<http://www.fellenius.net/papers/242%20&%20246%20Load%20Distribution.pdf>>. Acesso em: 06 set. 2011

FELLENIOUS, B. H. Test loading of Piles and New Proof Testing Procedure. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 101, n. 9, p. 855-869, September 1975.

FELLENIOUS, B. H. The O-Cell – An Innovative Engineering Tool. *Geotechnical News Magazine*, v. 19, n. 2, p. 32-38, 2001. Disponível em: <<http://www.fellenius.net/papers/241%20O-Cell%20presentation.pdf>>. Acesso em 05 nov. 2011.

FRANK, R.; KALTEZIOTIS, N.; BUSTAMANTE, M.; CHRISTOULAS, S; ZERVOGIANNIS, H. Evaluation of Performance of Two Piles Using pressuremeter Method **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 117, n. 5, p. 695-713, May, 1991.

GEFFEN, S. A.; AMIR, J. M. Effect of Construction Procedure on Load-Carrying Behavior of Single Piles and Piers. In: ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971, Bangkok. **Proceedings...** Bangkok: Asia Regional Conference, 1971, p. 263-268.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. Research on determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. In: 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1957, Londres. **Proceedings...** p. 35-39

GOLOMBEK, S. Casos de Obras - Técnicas Construtivas. In: SIMPÓSIO TEORIA E PRÁTICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 1985, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS/EE/CPGEC, 1985. p. 186-210.

GREGERSEN, O. S.; AAS, G.; DIBIAGIO, E.; Load tests of fiction piles in loose sand. In: 8th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1973, Moscow. **Proceedings...** p.109-117.

GYOTEN, Y.; MIZUHATA, K.; FUKUSUMI, T. Tests on Full-Sized Piles Driven in Reclaimed Land, **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 22, n. 4, p. 81-95, Dec. 1982.

HACHICH, W. Segurança das fundações e escavações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

HANIFAH, A. A.; KAI, L.S. Application of global strain extensometer (Glostrext) method for instrumented bored piles in Malaysia. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, 10, 2006, Amsterdam . **Proceedings ...** Disponível em: <<http://www.glostrext.com.my/BoredpileGlostrext-Aziz-Lee-10thICPDF-020606.pdf>>. Acesso em 08 out. 2011.

HANJO, Y.; LIMANHADI, B.; WEN-TSUNG L. Prediction of Single Pile Settlement Based on Inverse Analysis, **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 33, n. 2, p. 126-144, June 1993.

HIRAYAMA, H. Load-Settlement Analysis for Bored Piles Using Hyperbolic Transfer Functions. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 30, n. 1, p. 55-64, Mar. 1990.

HUSSEIN, M.; CAMP, W. Dynamic and Static Tests on Driven and Cast-in-Place Piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF DEEP FOUNDATIONS, 1., 1994, Orlando. **Proceedings...** Washington: FHWA, 1994. Vol. 2 p. 1103-1117.

- ISMAEL, N. F. Axial Load Tests on Bored Piles and Pile Groups in Cemented Sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 127, n. 9, p. 766-773, Sep 2001.
- ISMAEL, N. F.; AL-SANAD, H. A.; AL-OTAIBI. Tension tests on bored piles in cemented desert sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 31, n. 4, p. 597-603, Mar 1994.
- KIKUCHI, Y.; MIZUTANI, M.; YAMASHITA H. Vertical Bearing Capacity of Large Diameter Steel Pipe Piles. In: ADVANCES IN DEEP FOUNDATIONS. INTERNATIONAL WORKSHOP ON RECENT ADVANCES OF DEEP FOUNDATIONS, 2007, Yokosuka, Japan . **Proceedings...** London: Taylor & Francis , 2007. p.177-182.
- KIM, D; BICA, A. V. D.; SALGADO, R.; PREZZI, M. Loading Testing of a Closed-Ended Pipe Pile Driven in Multilayered Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 135, n. 4, p. 463-473, April 2009.
- KIM, H. J.; MISSION, J. L. C. Improved Evaluation of Equivalent Top-Down Load-Displacement Curve from a Bottom-Up Pile Load Test. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 137, n. 6, p. 568-578, June, 2011.
- LIYANAPATHIRANA, D. S.; DEEKS, A. J.; RANDOLPH, M. F. Numerical analysis of soil plug behavior inside open-ended piles during driving. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**. v. 22, n. 4, p. 303-322, April, 1998.
- LIN, S.S.; LIAO, J.C.; WANG, K. J.; CHANG, Y. H. Capacity of Tip Grouted Piles Socketed in a Gravel Layer. In: SECOND BGA INTERNATIONAL CONFERENCE ON FOUNDATIONS, **Proceedings...** Dundee, June 2008, p. 193-200.
- LIEW, S. S.; KHOO, C, M; TAN, S. T.; LOH, Y. F. Review of Load Test Performance of Bored Pile Foundation in Weathered Meta-Sedimentary Formation and Kuala Lumpur Limestone. In: 17th Southeast Asian Geotechnical Conference. 2010, Taiwan. **Proceedings...** 2010.
- LOADTEST, International Inc. ILLUSTRATED GUIDE TO O-CELL BI-DIRECTIONAL LOAD TESTING, 2011. Disponível em:
<<http://www.loadtest.co.uk/PDF/Illustrated%20guide.pdf>>. Acesso em 05 nov. 2011.
- LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas**: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. 2005 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- LOBO, B. O. **Mecanismos de penetração dinâmica em solos granulares**. 2009 225 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- LOBO, B. O; SCHNAID, F.; ROCHA, M. M.; HOWIE, J. A. Analysis of sampler-soil interaction mechanism on dynamic penetration tests. 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, 2012, Porto de Galinhas. **Proceedings...** Rotterdam: A A Balkema Publishers (em impressão).

- LOPES, F. R. Medições de Transferência de Carga em Estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, n. 8, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS/ABEF, 1986, v. 8. p. 25-42.
- MARQUES, J. A. F.; FAIÇAL, M. Provas de carga instrumentadas em estacas escavadas com bulbos, executadas na região praieira de maceió, alagoas. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 3, n. 27, p. 243-260, set.dez. 2004.
- MICHI, Y.; TSUZUKI, M.; MATSUMOTO.; Design parameters for steel piles driven in a soft rock. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF DEEP FOUNDATIONS, 1., 1994, Orlando. **Proceedings...** Washington: FHWA, 1994. p. 774-788.
- MILITITSKY, J. Provas de Carga Estáticas. In: 2º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE, n. 2, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 1991, v. 2. p. 203-228.
- MOH, Z.C. Current Deep Foundation Practice in Taiwan and Southeast Asia In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF DEEP FOUNDATIONS, 1994, Orlando. **Proceedings...** FHWA. p.1137-1161.
- NEVES, M.; MESTAT, P.; FRANK, R.; DEGNY, E. Research on the behaviour of bored piles II: Finite element modelling. Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées. Disponível em: <<http://media.lcpc.fr/ext/pdf/blpc/bl231-055-en.pdf>>. Acesso em 25 nov. 2009.
- NIYAMA, S.; AZEVEDO, JR. N.; POLLA, C. M.; DECHICHI, M. A.; Load transfer in dynamically and statically tested pile. 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2. 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A A Balkema Publishers, 1989. p. 1167-1170.
- NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 2003 203 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F.; ROCHA, M. M.; BERNANDES, G. P. Energy Efficiency for Standard Penetration Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 131, n. 10, p. 1252-1263, 2005.
- O'NEILL, M.; ATA, A.; VIPULANANDAN, C.; YIN, S. Axial Performance of ACIP Texas Coastal Soils. In: DEEP FOUNDATIONS 2002: AN INTERNATIONAL PERSPECTIVE ON THEORY, DESIGN, CONSTRUCTION, AND PERFORMANCE, 2. 2002, Orlando. **Proceedings...** 2002, p. 1290-1304.
- PAIK, K.; SALGADO, R.; LEE, J.; KIM, B. Behavior of Open-and Closed Ended Piles Driven Into Sands **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 129, n. 4, p. 296-306, April 2003.

PAIKOWSKY, S. G.; HAJDUK, E. L.; HART, J. Comparison Between Model and Full Scale Pile Capacity Gain in The Boston Area. In: GEO-FRONTIERS 2005 CONGRESS– IN MEMOERY OF M. W. O’NEILL – SESSION ADVANCES IN DEEP FOUNDATIONS, 2005, Austin, **Proceedings...** ASCE GSP, 2005, CD.

PANDO, M. A.; FILZ, G.; EALY, C.; HOPPE, E. Axial and Lateral Load Performance of Two Composite Piles and One Prestressed Concrete Pile. In: 82nd TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING. **Proceedings...** 2003, 20 p.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile foundation analysis and design**. Rainbow-bridge Book Co., 1980. 397 p. (Series in geotechnical engineering).

REIFFSTECK, P. ISP5 Pile Prediction Revisited. In: INTERNATIONAL FOUNDATION CONGRESS AND EQUIPMENT EXPO CONFERENCE TOPICS IN IN SITU TESTING, ANALYSIS, AND RELIABILITY OF FOUNDATIONS (GSP 186), August 2005, Paris. **Proceedings...** ASCE, 2009, p. 50-57

SALGADO, R.; JUNHWAN, L.; KYUHO, P. Load tests on pipe piles for development of cpt-based design method., Purdue e-pubs, 2002. Joint transportation research program. Paper 140. Disponível em: <<http://docs.lib.purdue.edu/jtrp140>>. Acesso em: 22 ago. 2011

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. McGraw-Hill, 2006.

SEED, R.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F. and CHUNG, R.M. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 12, p. 1425-1445, December 1985.

SEO, H.; YILDIRIM, I. Z.; PREZZI, M. Assessment of the Axial Load Response of an H Pile Driven in Multilayered Soil, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 135, n. 12, p. 1789-1804, December 2009.

SCHMERTMANN, J. H.; PALACIUS, A. Energy Dynamics of SPT, **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 105, n. 8, p. 909-926, August 1979.

SCHNAID, F. **Ensaios de campo: e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; ROCHA, M.; BERNARDES, G. P. Prediction of Soil Properties from the Concepts of Energy Transfer in Dynamic Penetration Tests, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE – vol 135, n. 8, August 2009, pp. 1092-1100.

SCHNAID, F. **In situ testing in Geomechanics: the main tests**. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009. 329 p.

SKEMPTON, A. W. Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation. **Géotechnique**, v. 36, n. 3, p.425-447, Sep. 1986.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. Nova York: Hohn Wiley And Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. Nova York: Hohn Wiley And Sons, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2. ed. Nova York: Hohn Wiley And Sons, 1967.

THASNANIPAN, N.; AYE, Z. Z.; TEPARAKSA, W. Barrette of Over 50,000 kN Ultimate Capacity Constructed in the Multi-Layred Soil of Bangkok. In: DEEP FOUNDATIONS 2002: AN INTERNATIONAL PERSPECTIVE ON THEORY, DESIGN, CONSTRUCTION, AND PERFORMANCE, 2. 2002, Orlando. **Proceedings...** 2002, p. 1073-1087.

THASNANIPAN, N.; TANGSENG P.; ANWAR, M. A.; Large diameter bored piles in multi-layered soils of Bangkok. In: 3rd INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILE, 1., 1998, Chent. **Proceedings...** ROTTERDAM: A.A.BALKEMA, 1998. p. 511-517.

THE OSTERBERG CELL General Information. Apresenta sucintamente o funcionamento de uma prova de carga com célula Osterberg. Disponível em:<
http://www.loadtest.co.uk/Loadtest%20Ltd/the%20osterberg%20cell_files/ocell.htm >.
Acesso em 06 nov. 2011.

TOMLINSON, M.; WOODWARD, J.. **Pile design and construction practice**. 5. ed. Londres: Taylor & Francis, 2008. 551 p.

VELLOSO, A. D.; LOPES, F. R. **Fundações**. Rio de Janeiro COPPE-URFJ, 2002.

VESIĆ A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **Journal of the soil mechanics and foundations division**: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE – v. 98, n. SM3, March1972.

WELTMAN, A. **Pile Load Testing Procedures**. London: DOE and Construction Industry Research Information Piling Development Group,1980. PSA Civil Engineering Technical Guide 25

XU, X.; LEHANE, B.M.; 2005. Evaluation of end-bearing capacity of closed-ended pile in sand from cone penetration data. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FRONTIES IN OFFSHORE GEOTECHNICS, 19-21 Sept, 2005, **Proceedings...** Perth, Taylor & Francis.

YANG, J.; THAM, L. G.; LEE, P. K. K.; YU, F. Observed Performance of Long Steel H-Piles Jacked into Sandy Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 132, n. 1, p. 24-35, Jan 2006.

YEN, T.L.; LIN, H.; CHIN, C. T.; WANG, R. F. Interpretation of Instrumented Driven Steel Pipe Piles. In: FOUNDATION ENGINEERING: CURRENT PRINCIPLES AND PRACTICES, 1989, Evanston. **Proceedings...** New York: ASCE, 1989. v. 2. p.375-392.

YU, F. Field Tests on Instrumented H-Piles Driven into Dense Sandy Deposits, **Eletrocnic Journal of Geotechnical Engineering**, EJGE, v. 14, 2008.

ZHANG, L. M.; WANG, H. Development of Residual Forces in Long Driven Piles in Weathered Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 133, n. 10, p. 1216-1228, October 2007.

**APÊNDICE A – ESTACAS METÁLICAS – RESULTADOS PROVA DE
CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT**

Figura 64: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado GERDAU, não publicado)

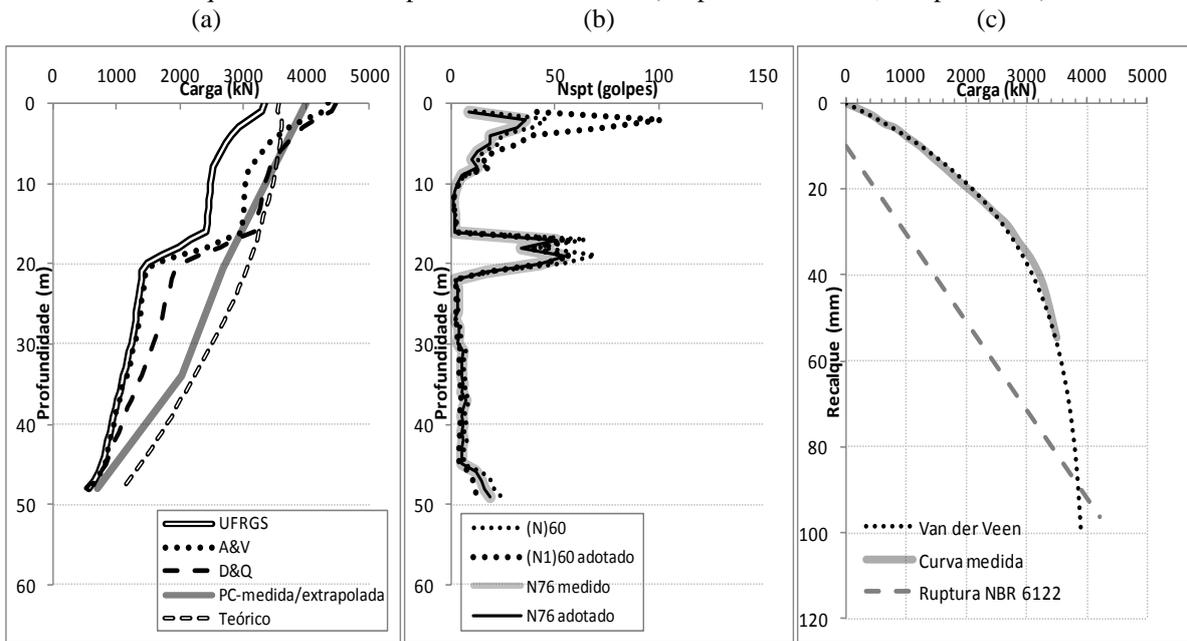


Figura 65: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado KYUHO et al., 2003)

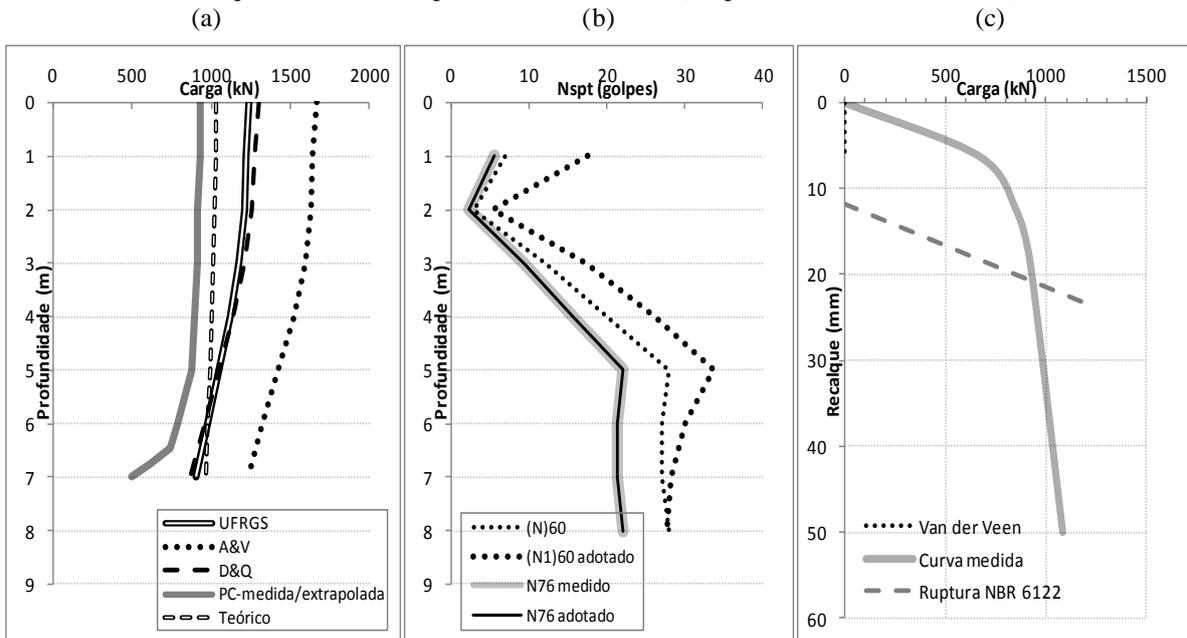


Figura 66: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado FALCONI; PEREZ, 2008)

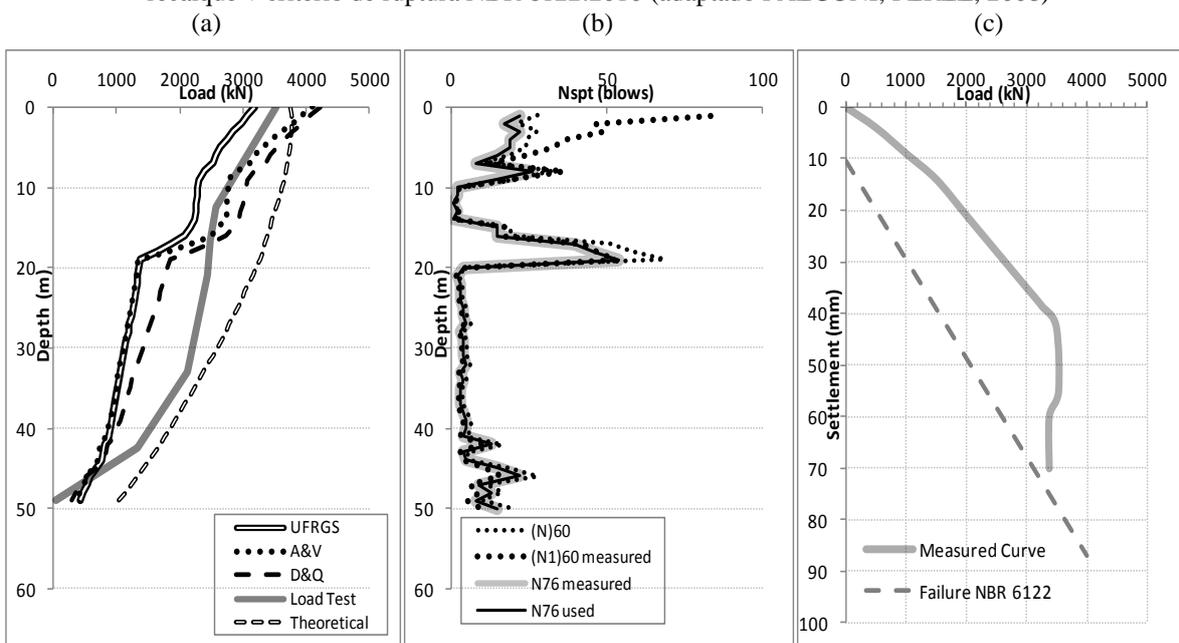


Figura 67: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BRIAUD; TUCKER, 1989)

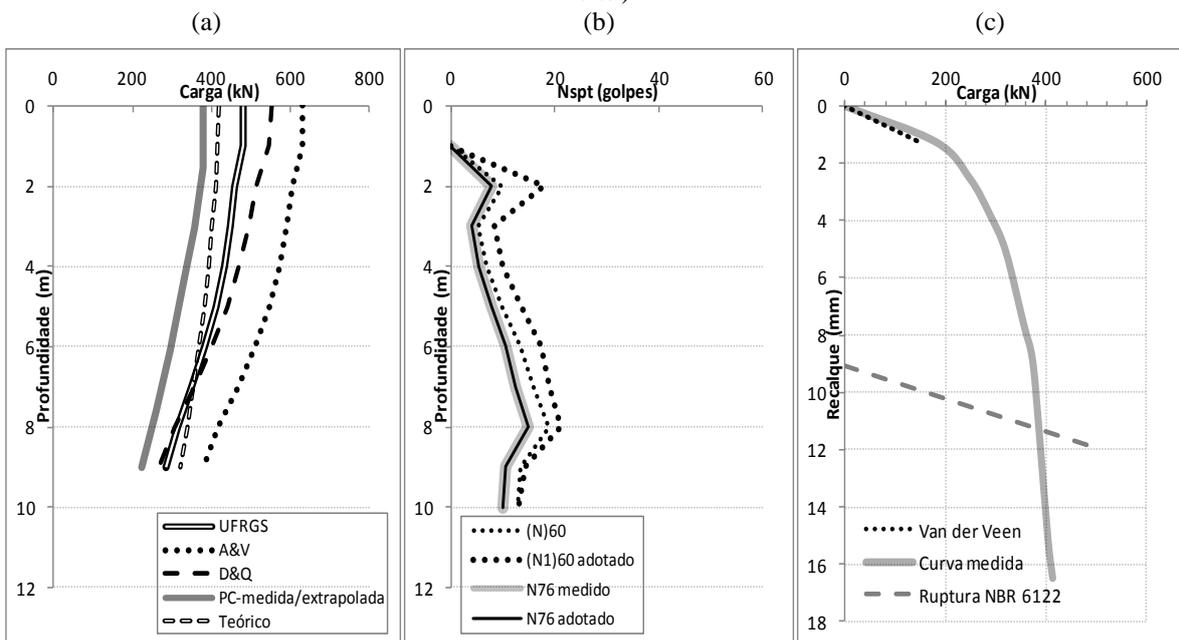


Figura 68: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado KYUHO et al., 2003)

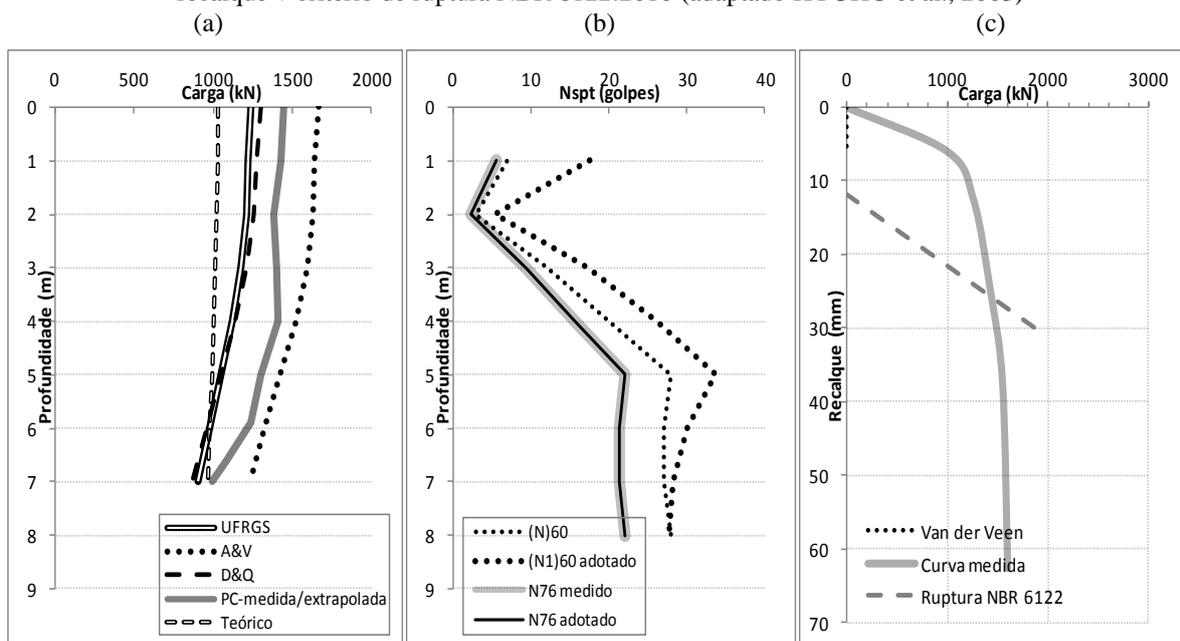


Figura 69: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado SEO et al., 2009)

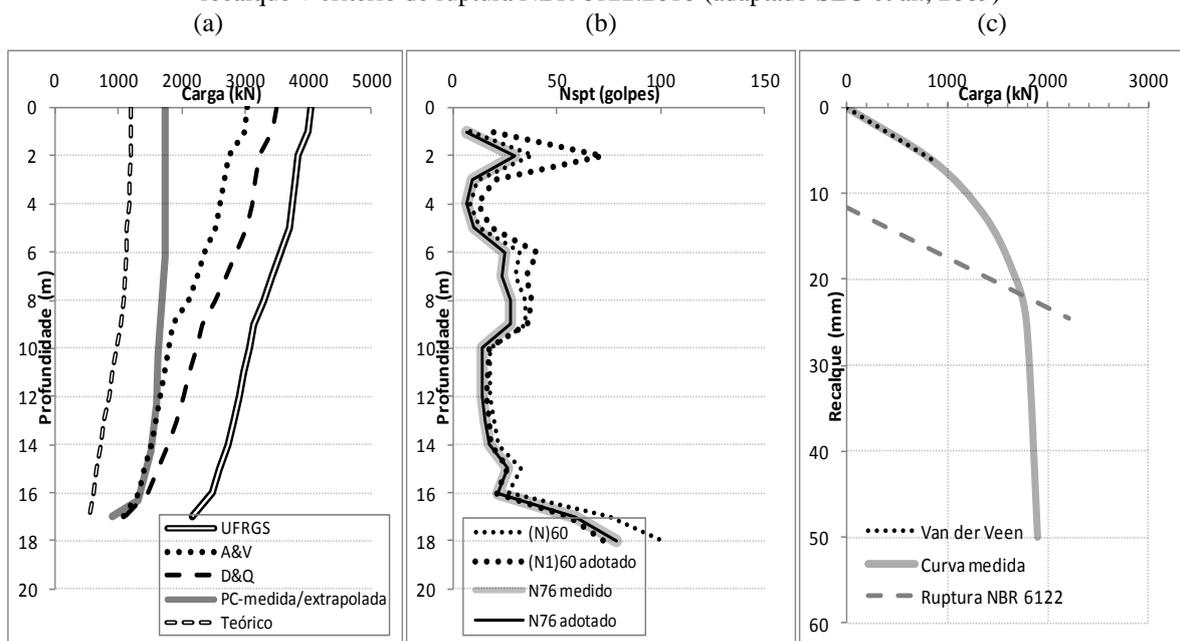


Figura 70: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado YU, F, 2008)

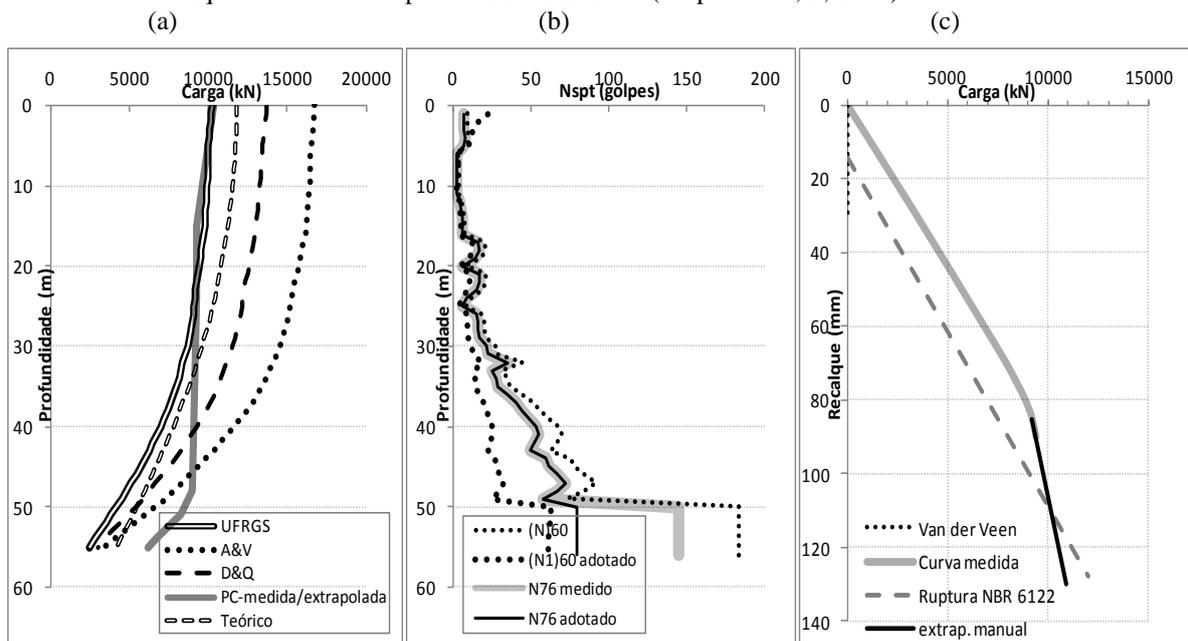


Figura 71: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado YU, F, 2008)

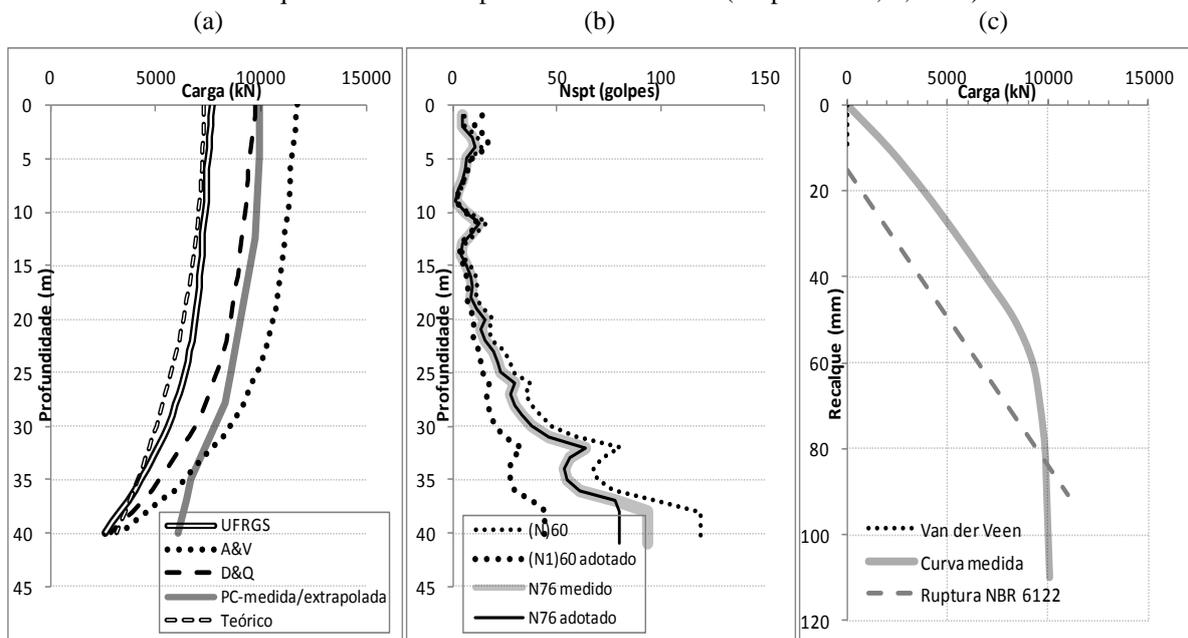


Figura 72: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado KIKUCHI, et al., 2007)

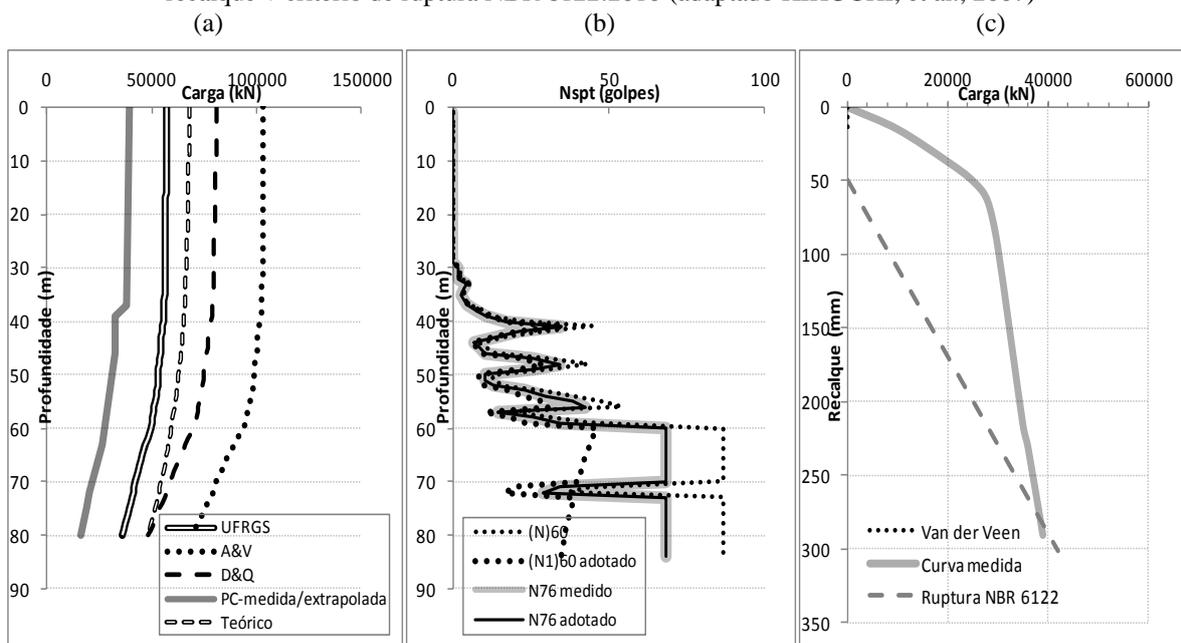


Figura 73: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado KIKUCHI, et al., 2007)

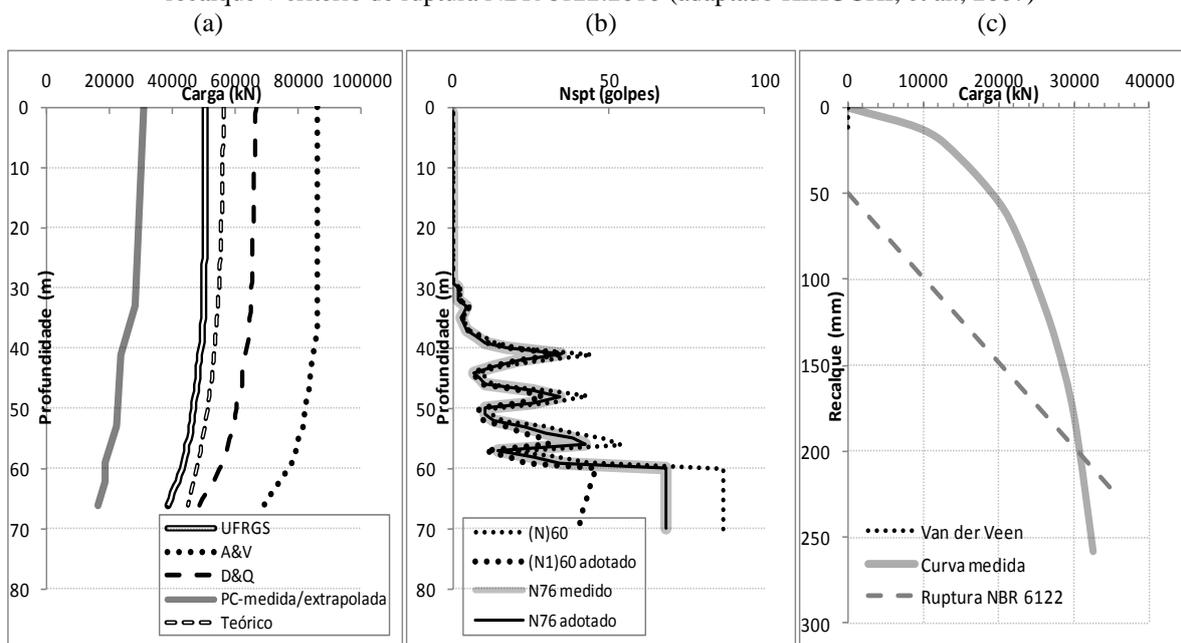


Figura 74: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado YEN, 1989)

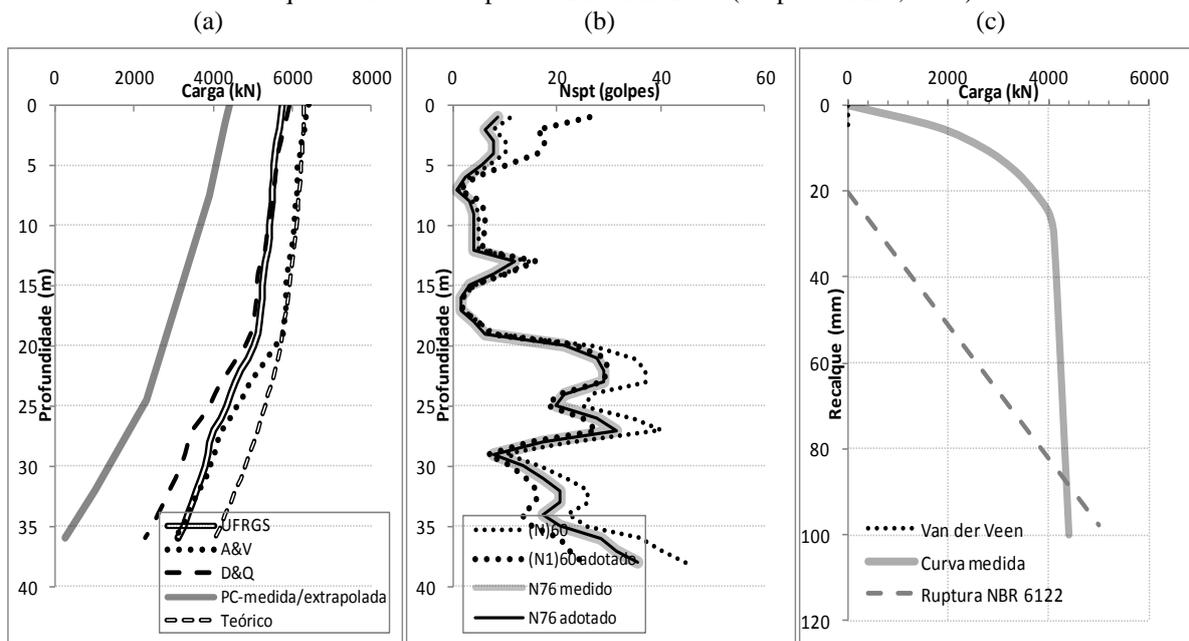


Figura 75: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado MOH, 1994)

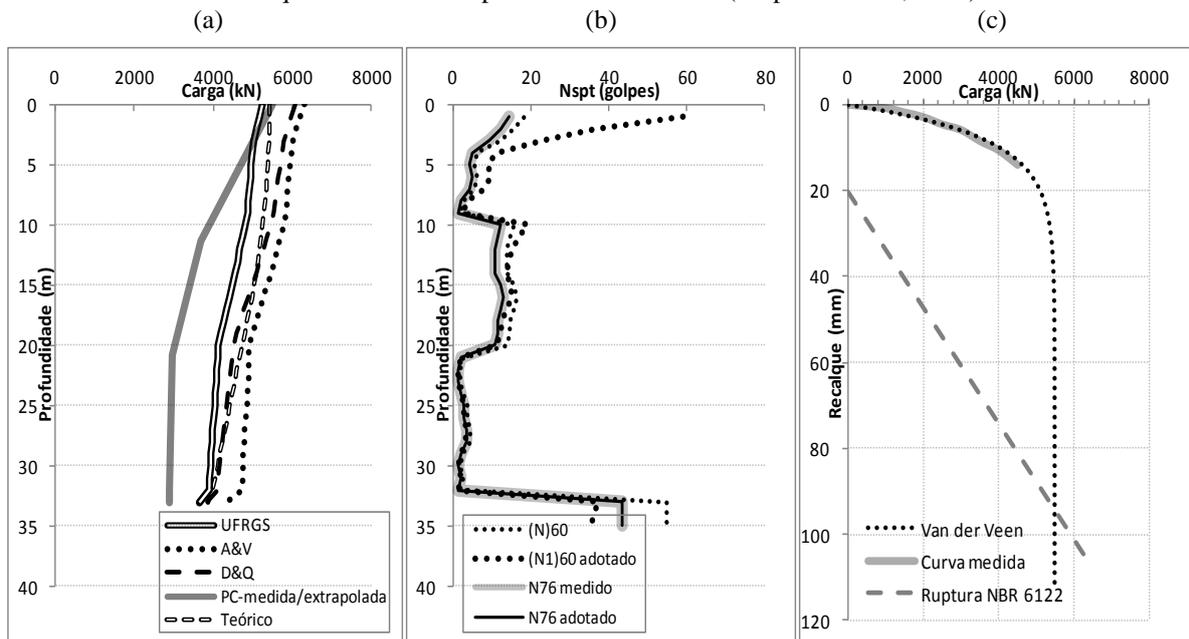


Figura 76: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado LOPES, 1986)

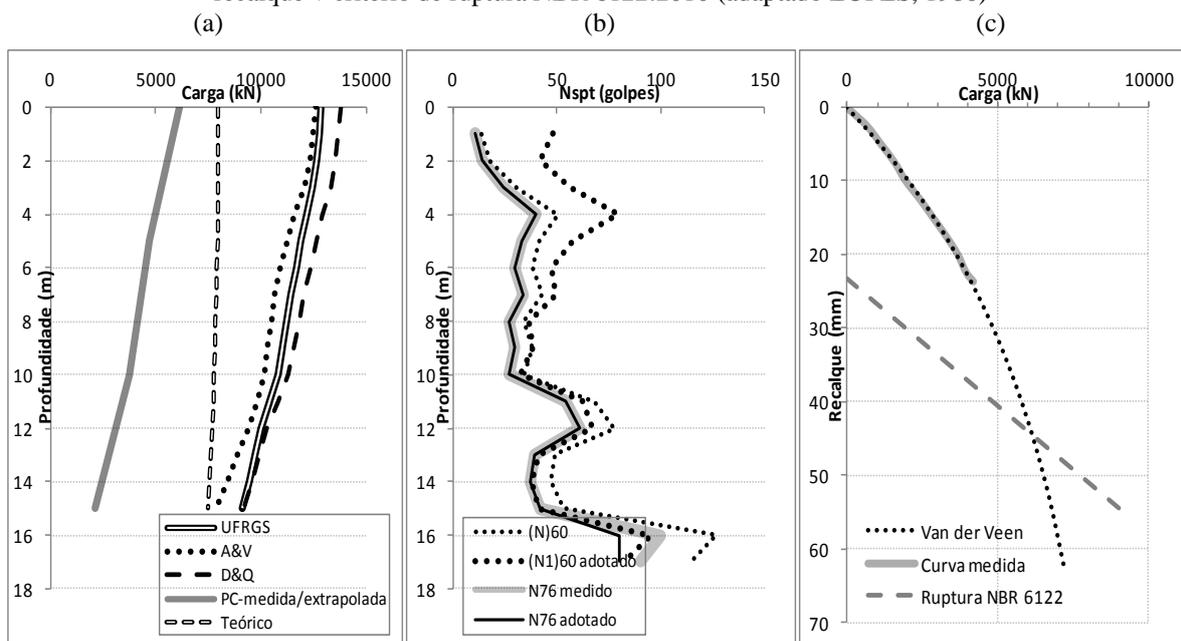


Figura 77: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado GYOTEN et al., 1982)

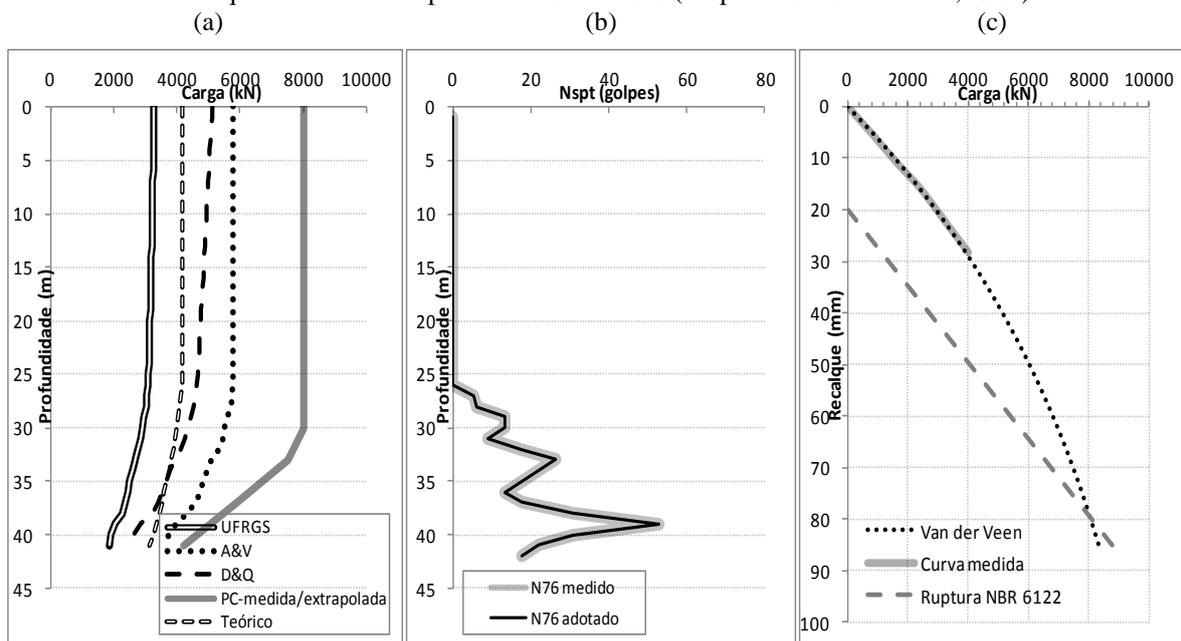


Figura 78: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado GYOTEN et al., 1982)

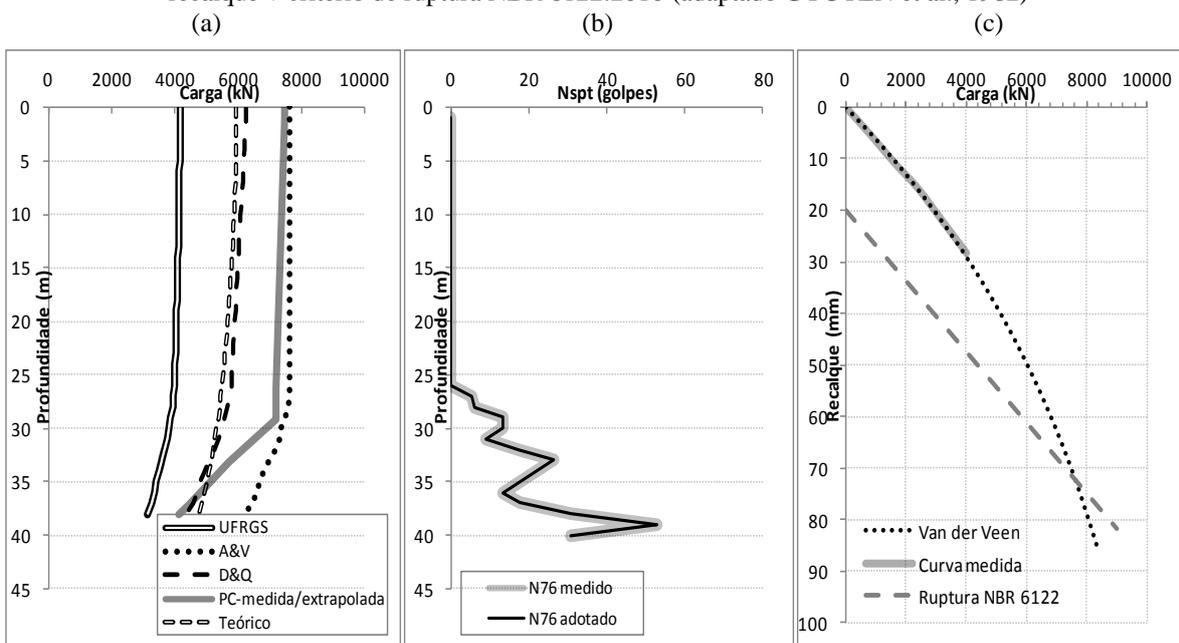


Figura 79: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado KIM et al., 2009)

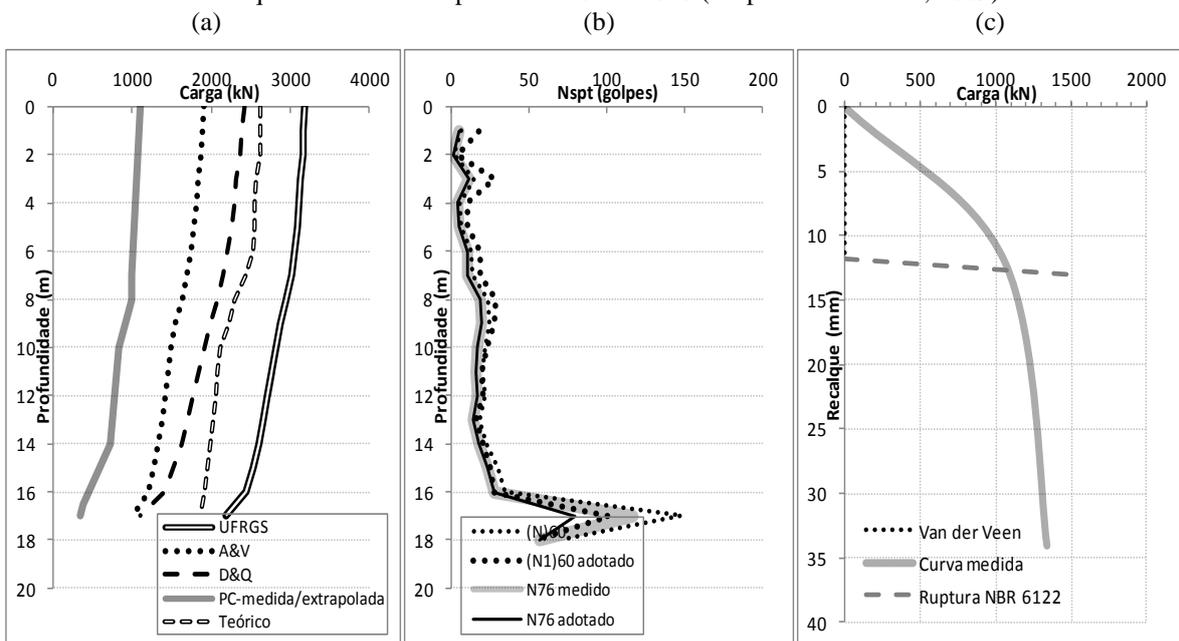


Figura 80: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

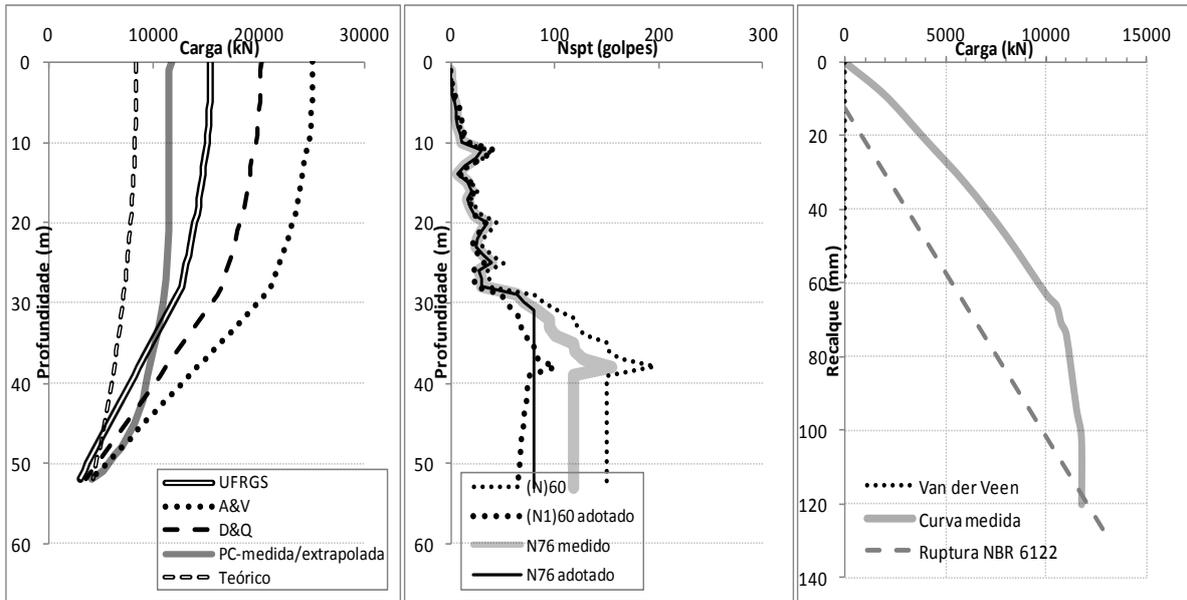


Figura 81: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

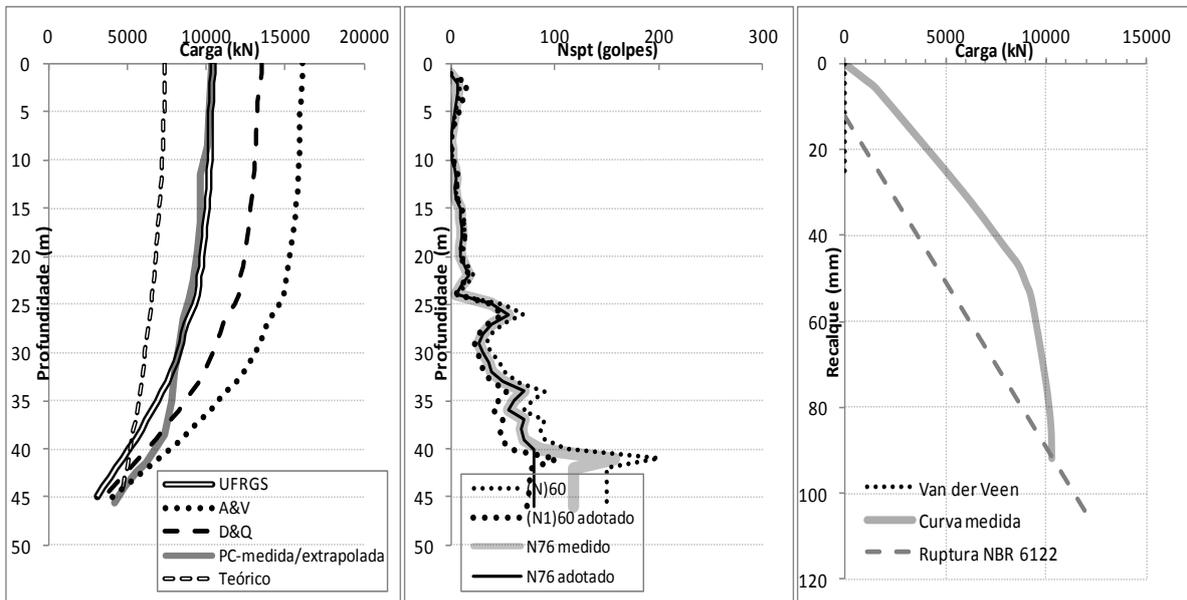


Figura 82: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

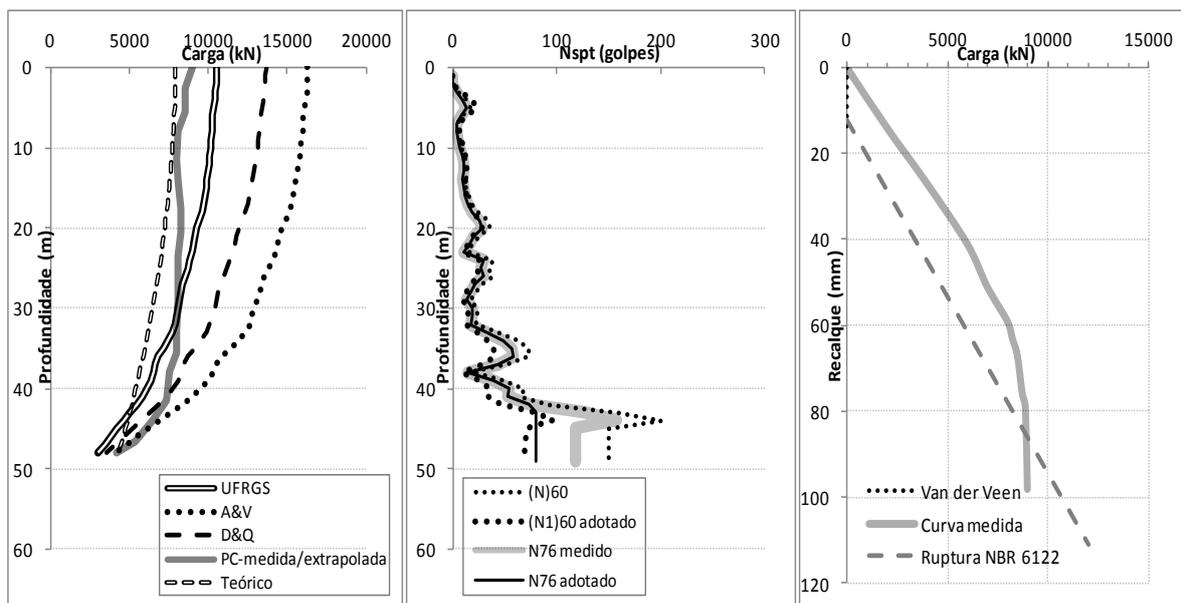


Figura 83: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

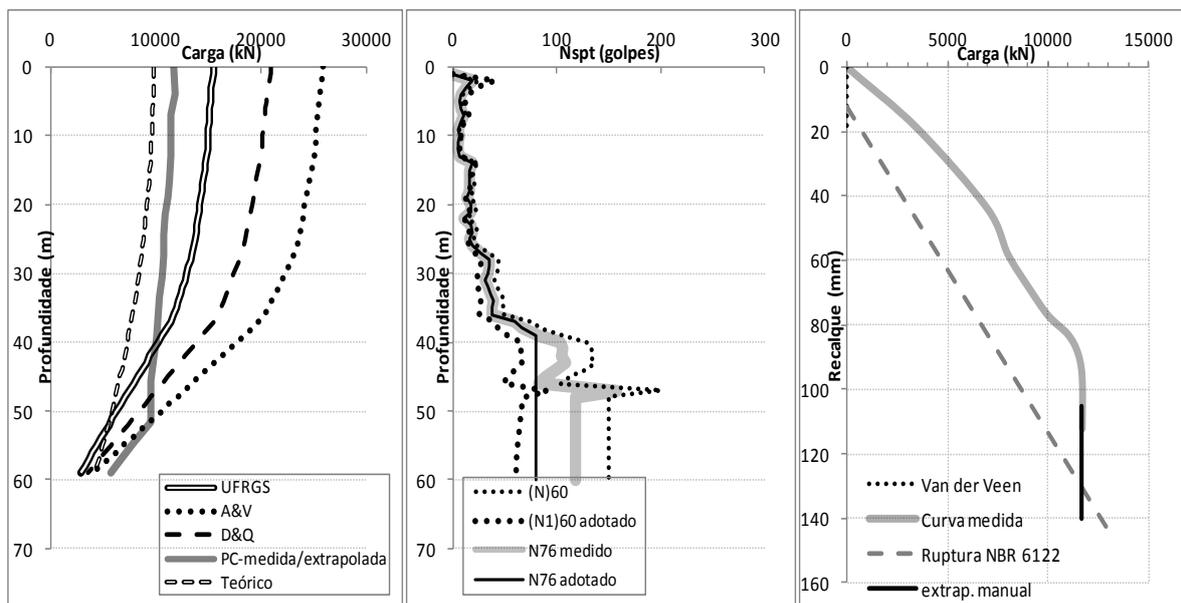


Figura 84: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

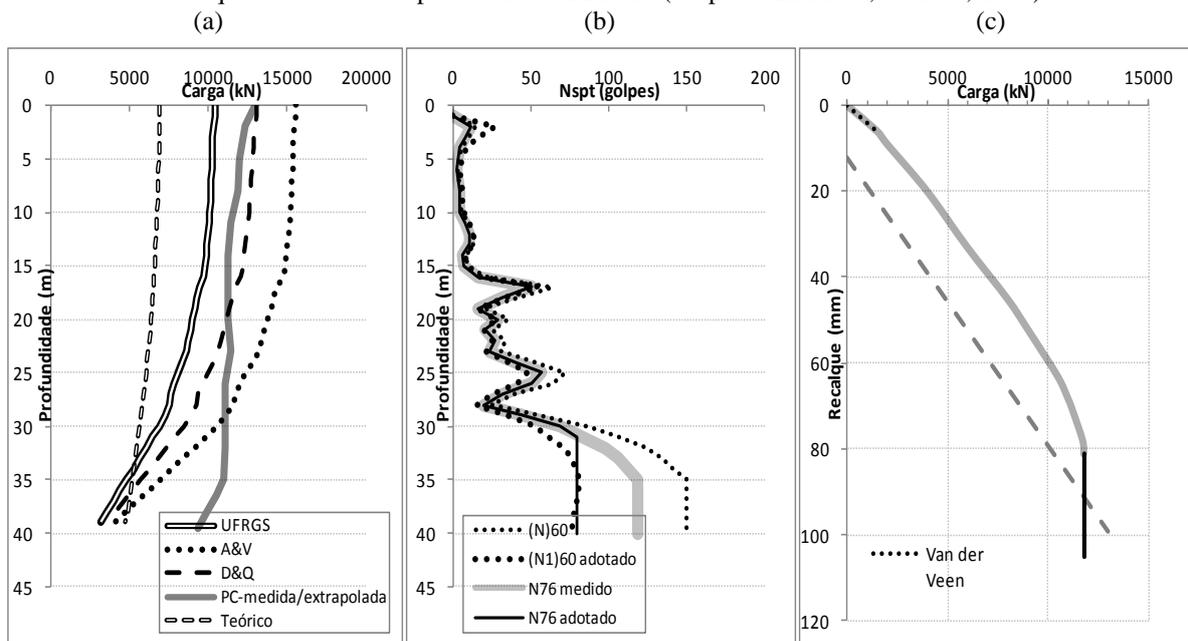


Figura 85: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

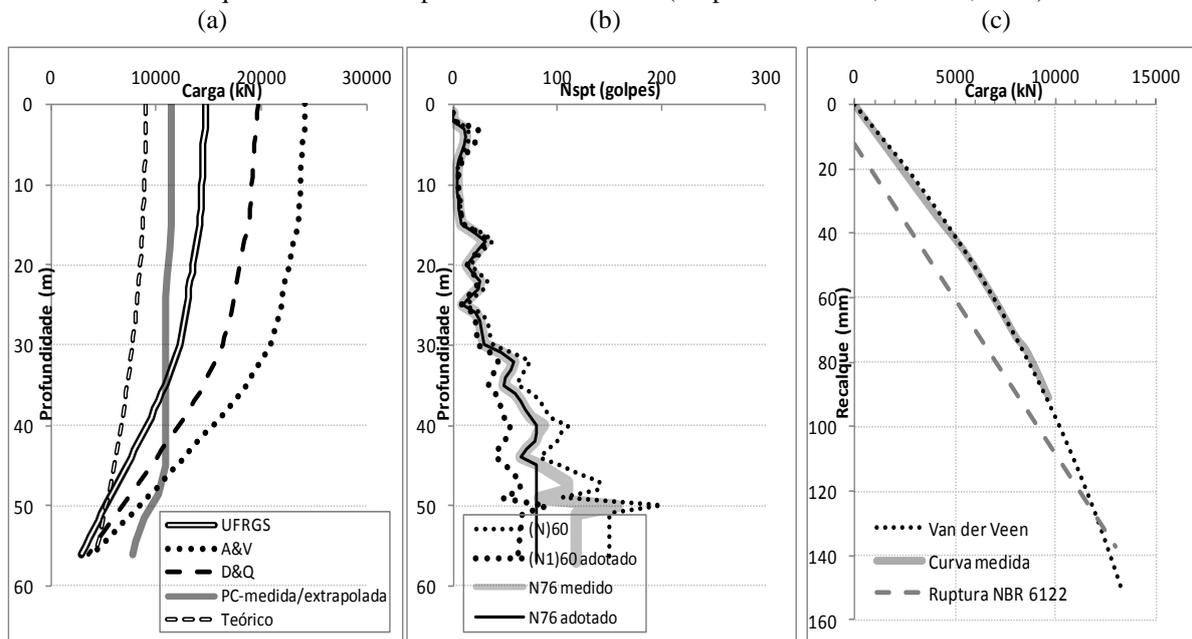


Figura 86: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

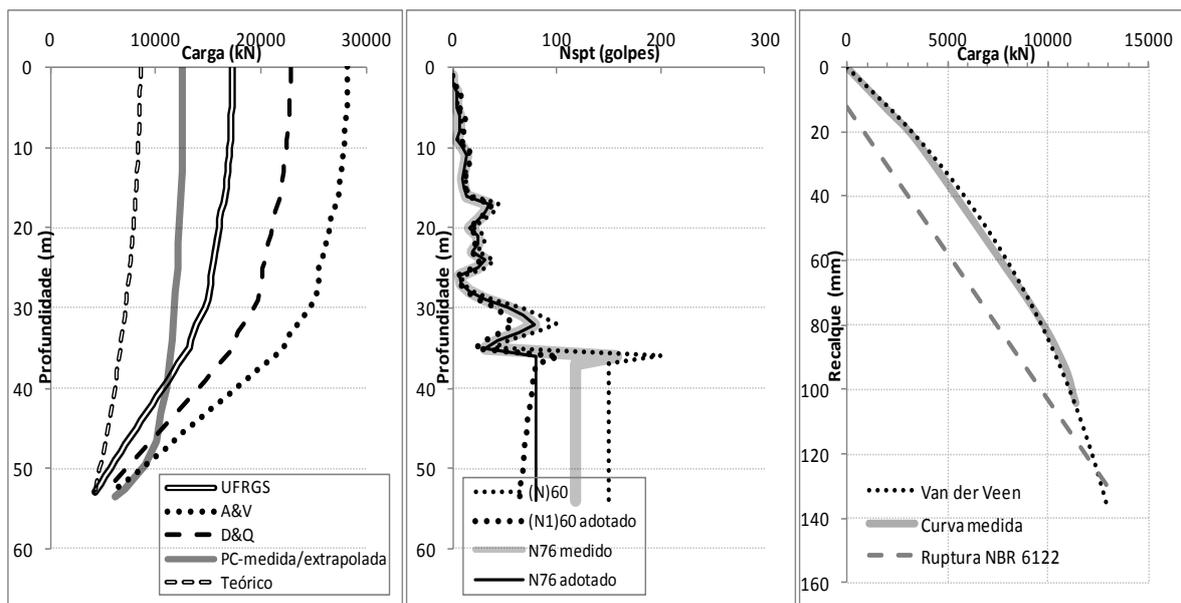


Figura 87: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)

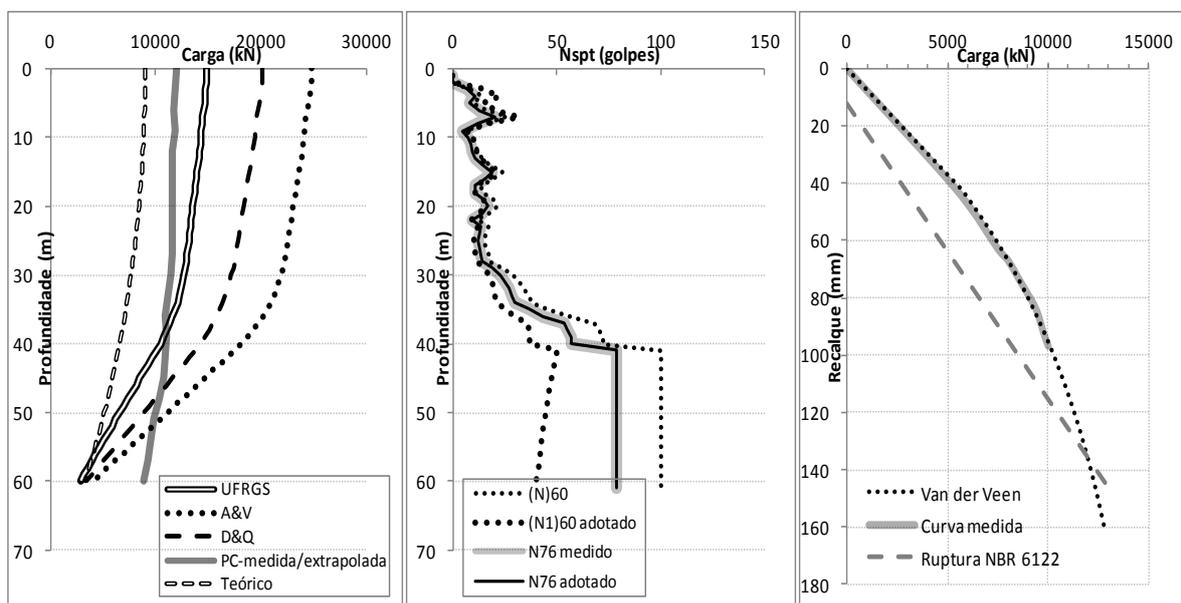
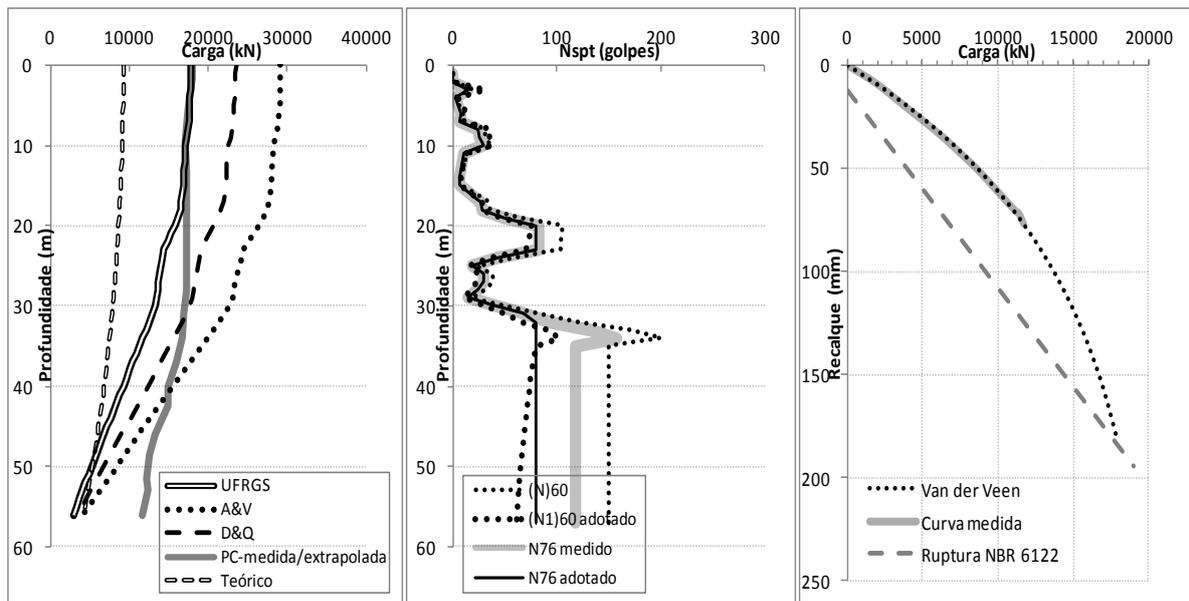


Figura 88: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ZHANG; WANG, 2007)



**APÊNDICE B – ESTACAS ESCAVADAS – RESULTADOS PROVA DE
CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT**

Figura 89: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HANIFAH; KAI, 2006)

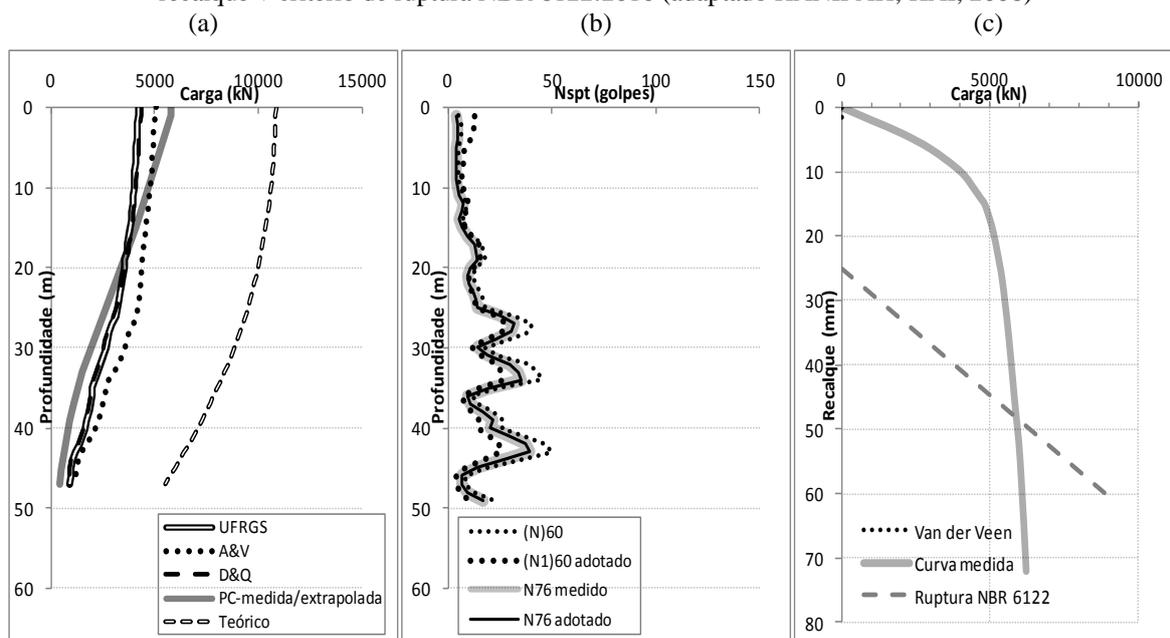


Figura 90: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HANIFAH; KAI, 2006)

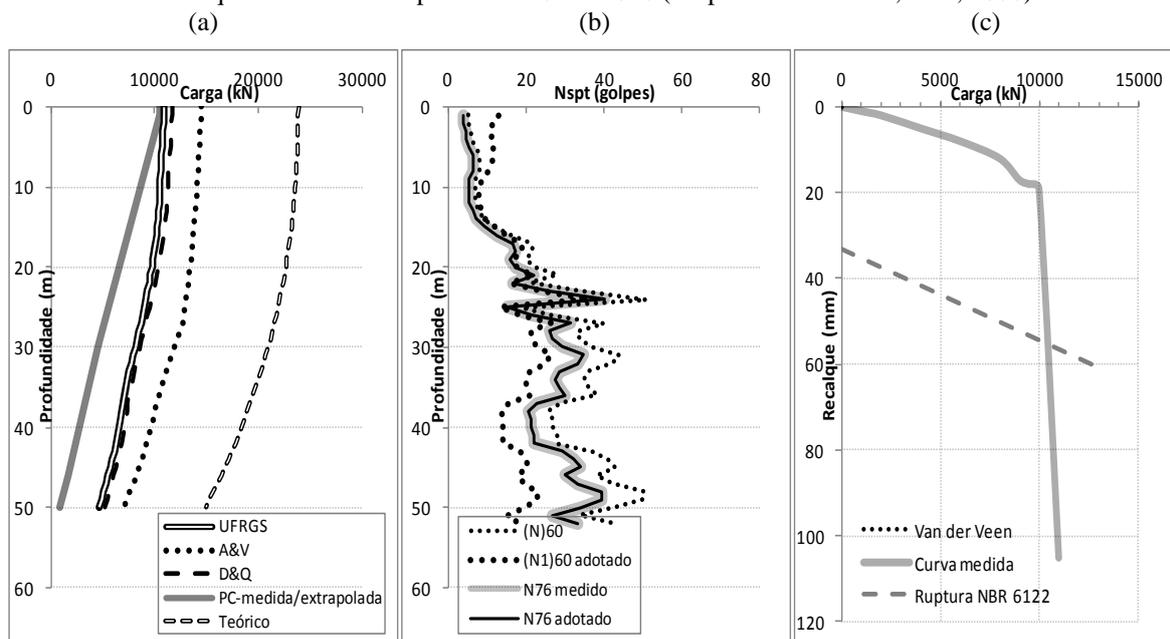


Figura 91: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HANIFAH; KAI, 2006)

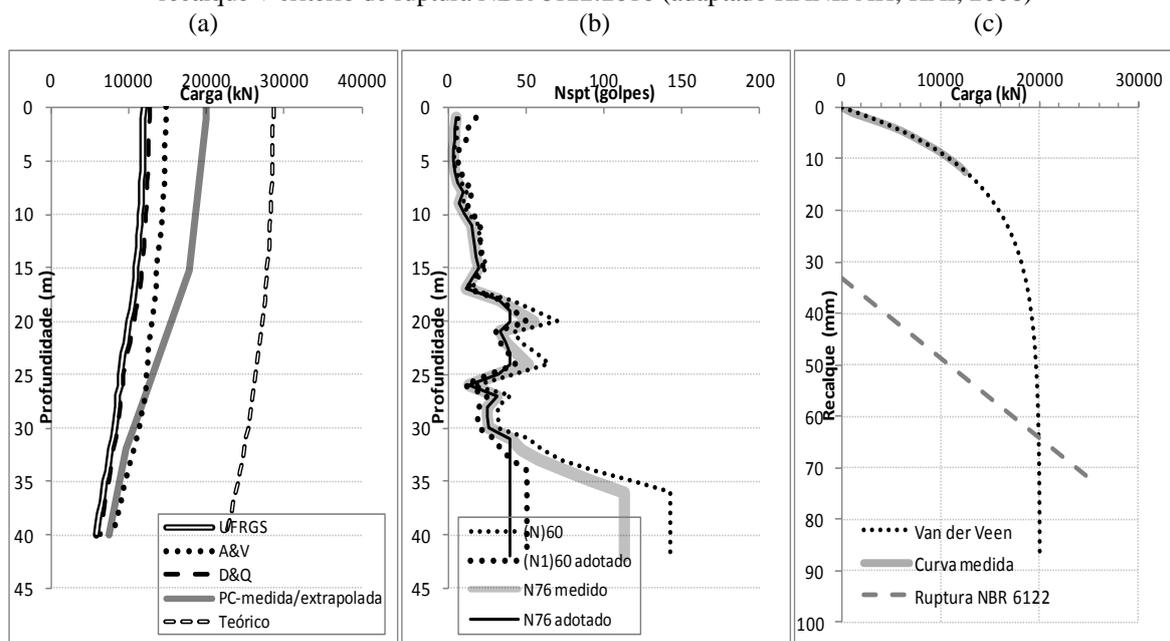


Figura 92: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HANIFAH; KAI, 2006)

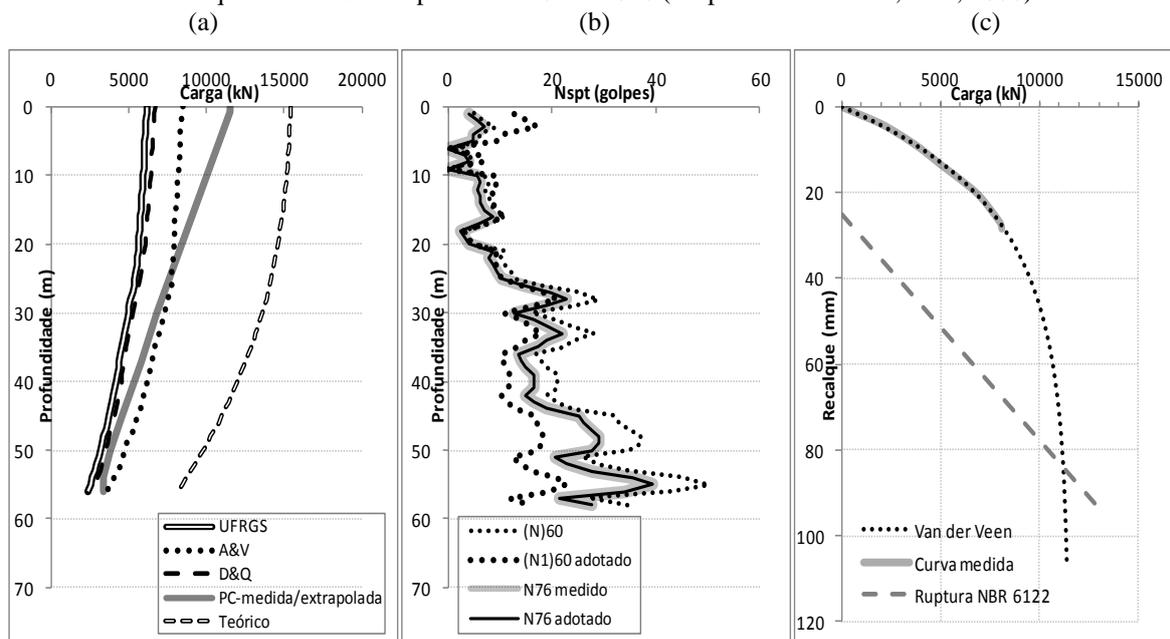


Figura 93: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HANIFAH; KAI, 2006)

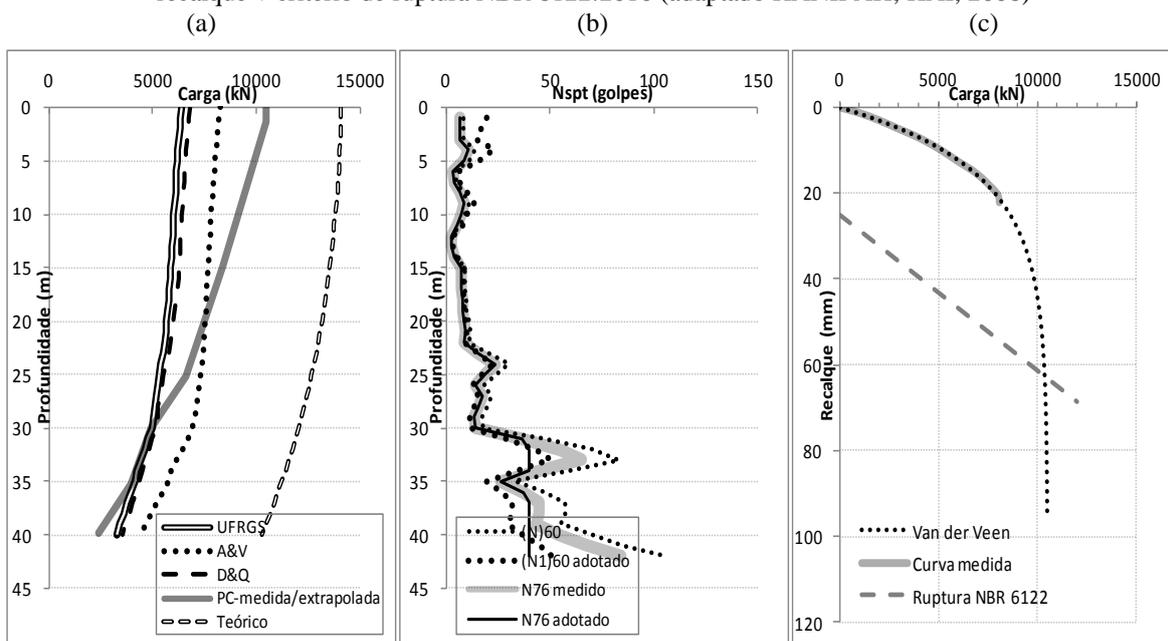


Figura 94: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ISMAEL, 2011)

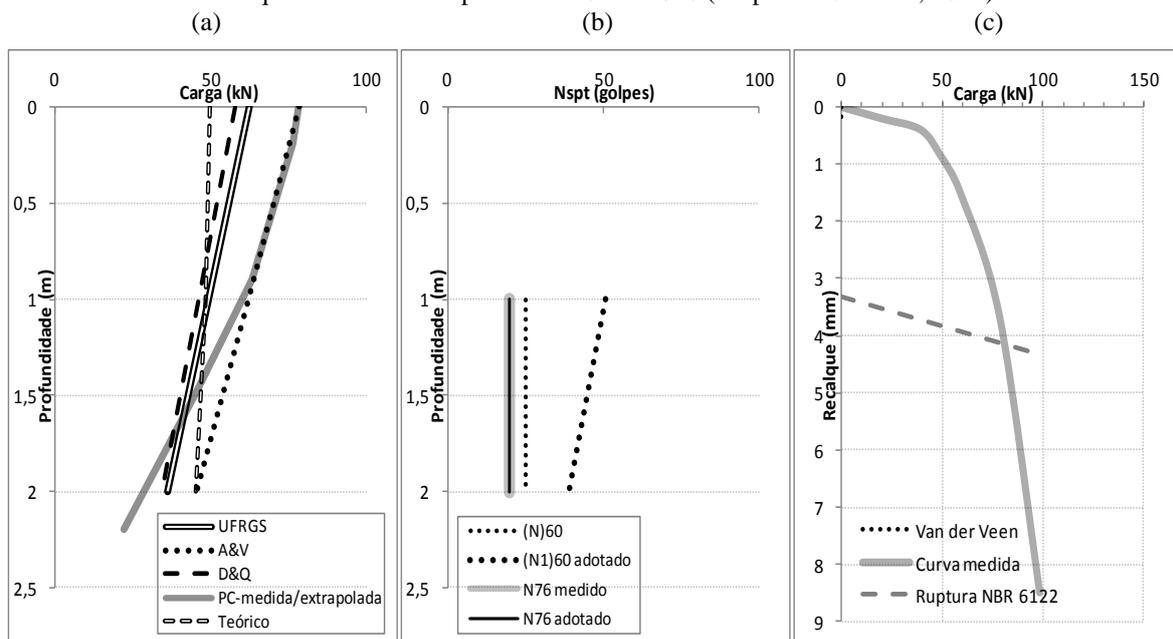


Figura 95: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN et al., 2002)

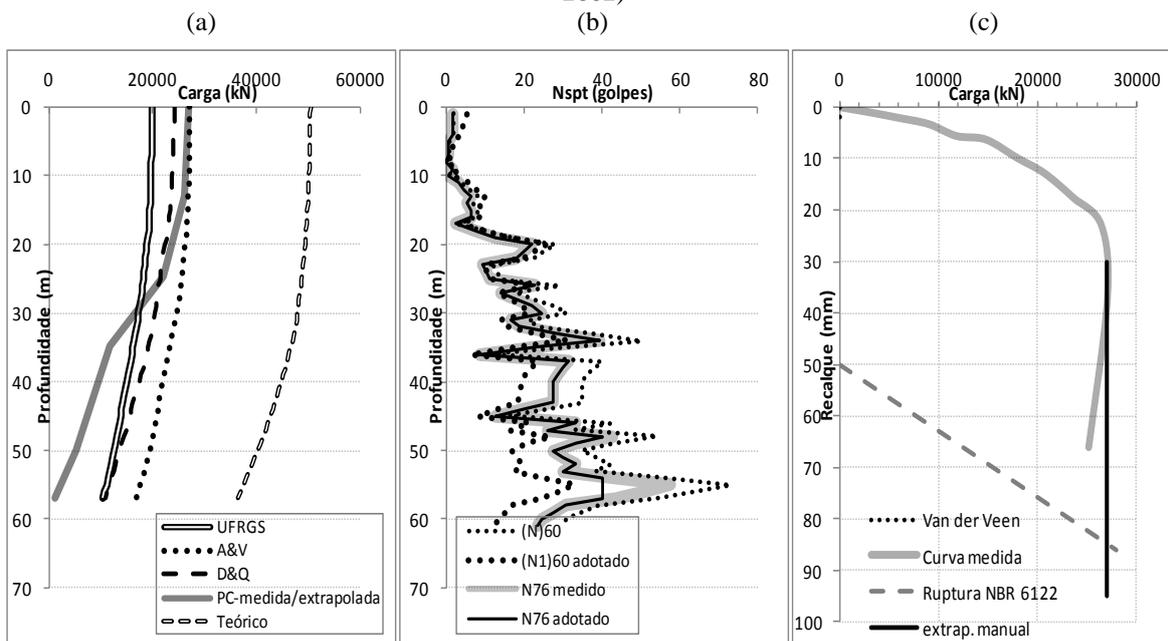


Figura 96: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado LIN et al., 2008)

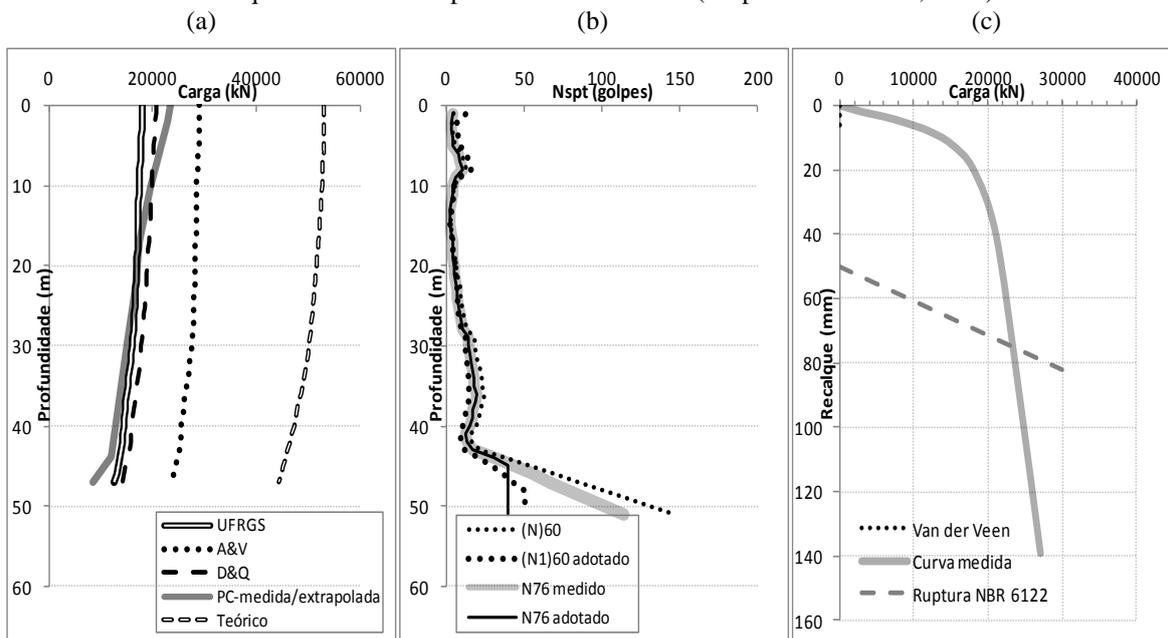


Figura 97: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado GOLOMBEK, 1985)

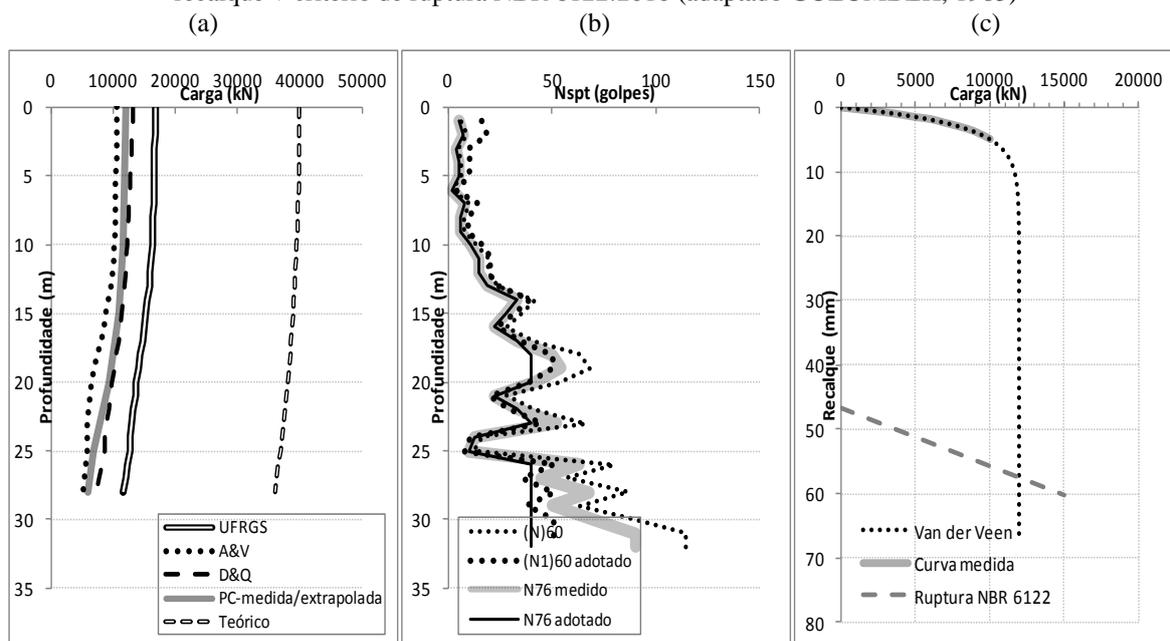


Figura 98: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado MICHI et al., 1994)

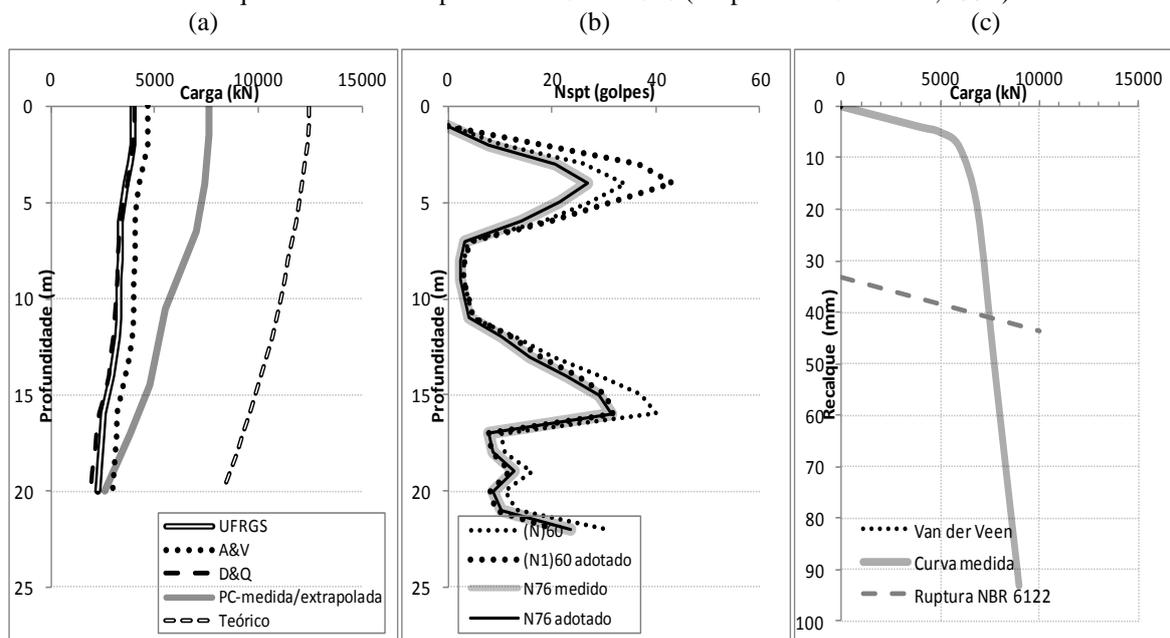


Figura 99: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HUSSEIN; CAMP, 1994)

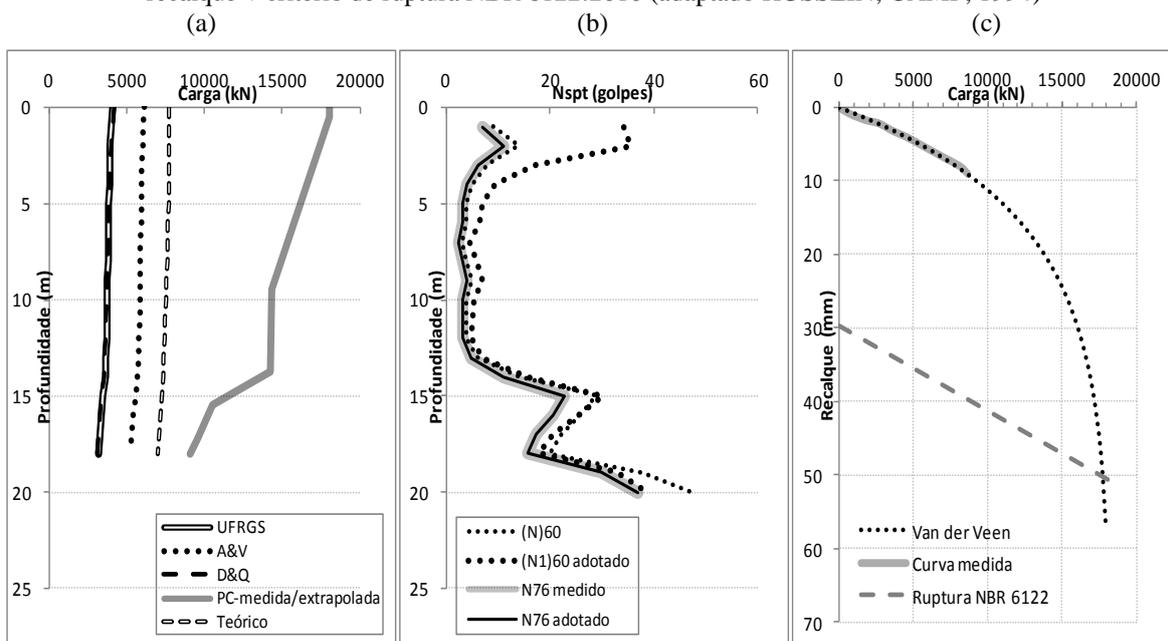


Figura 100: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALBUQUERQUE, 2001)

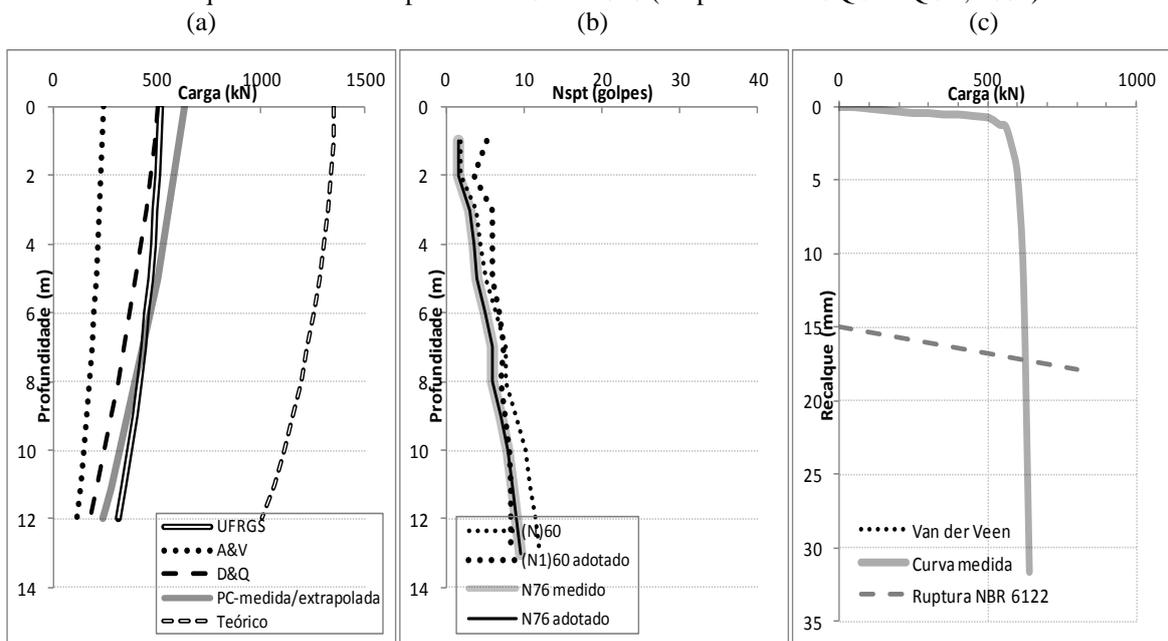


Figura 101: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALBUQUERQUE, 2001)

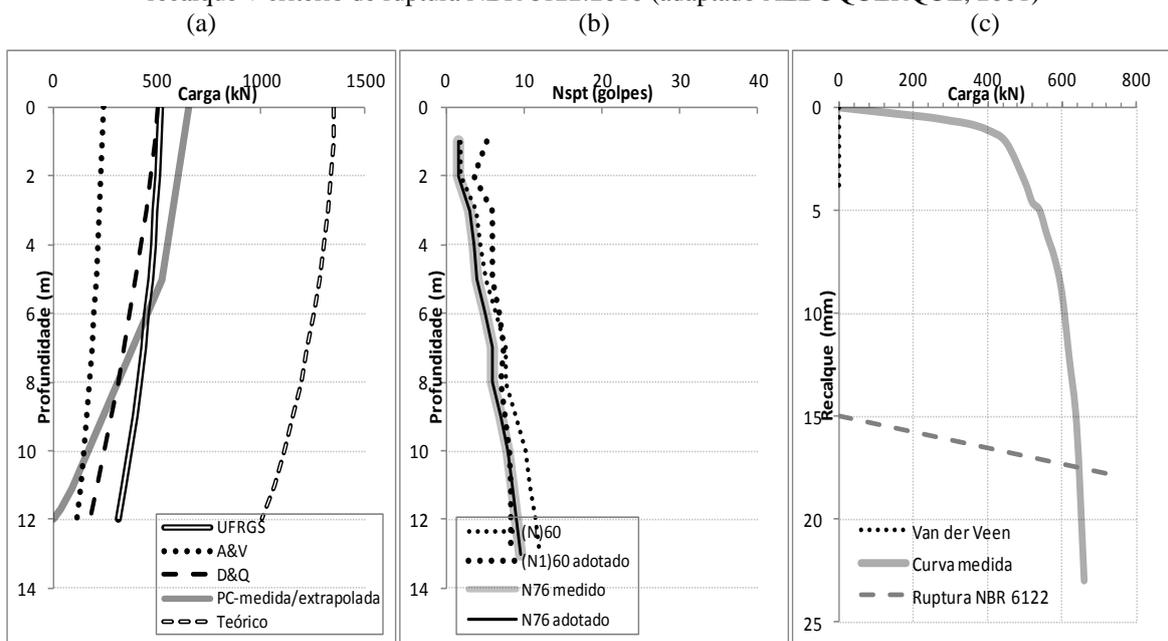


Figura 102: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALBUQUERQUE, 2001)

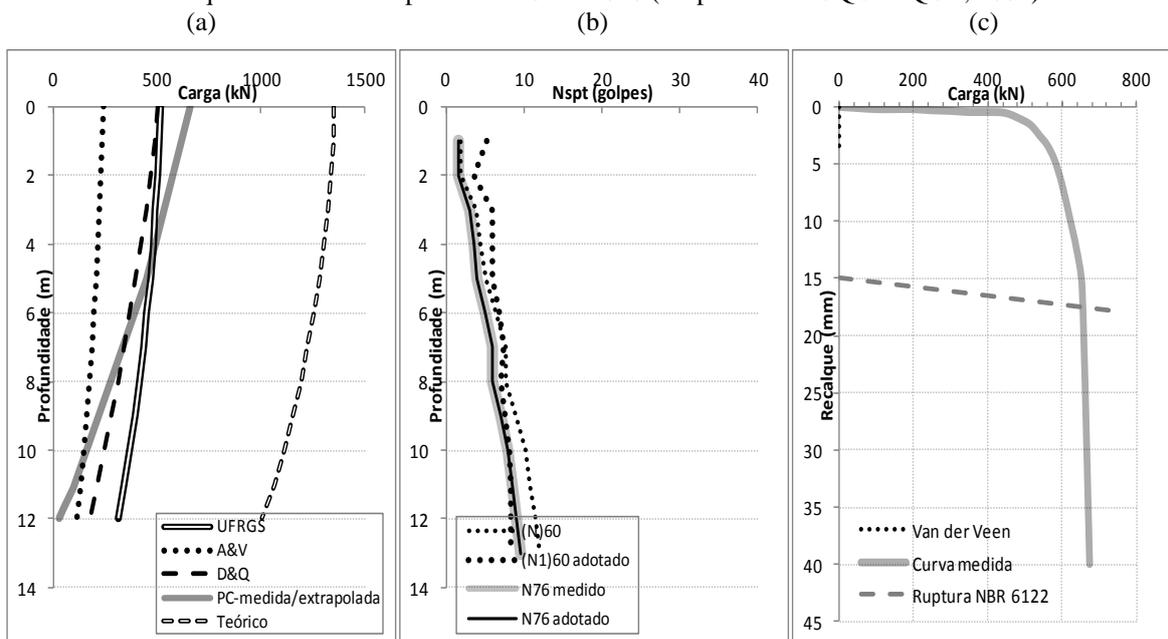


Figura 103: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado FRANK, R., 1991)

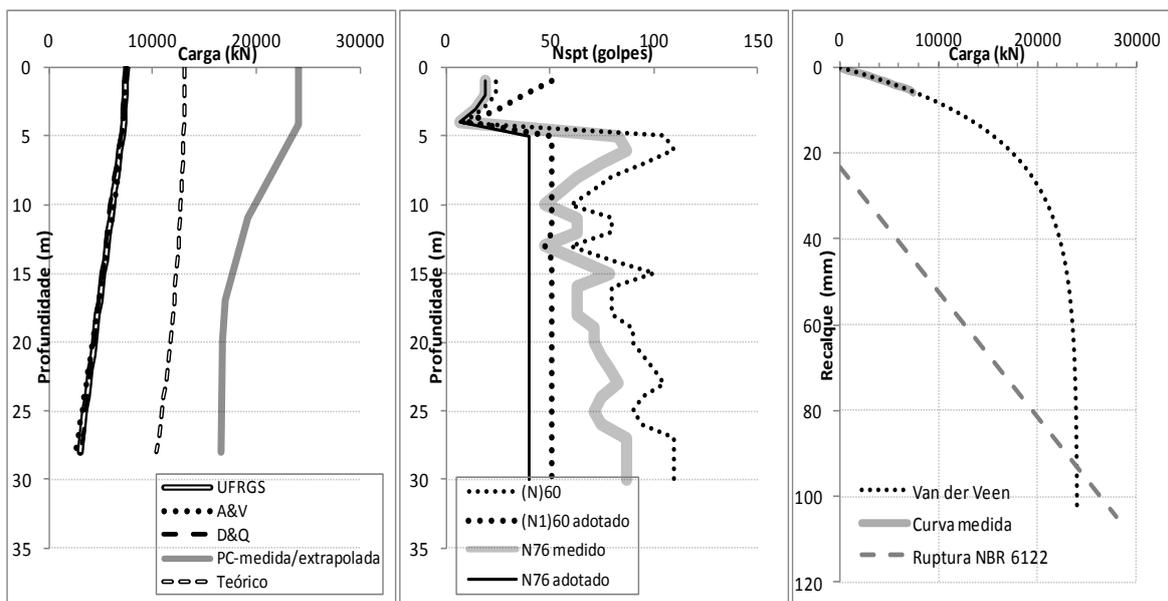


Figura 104: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado FRANK, R., 1991)

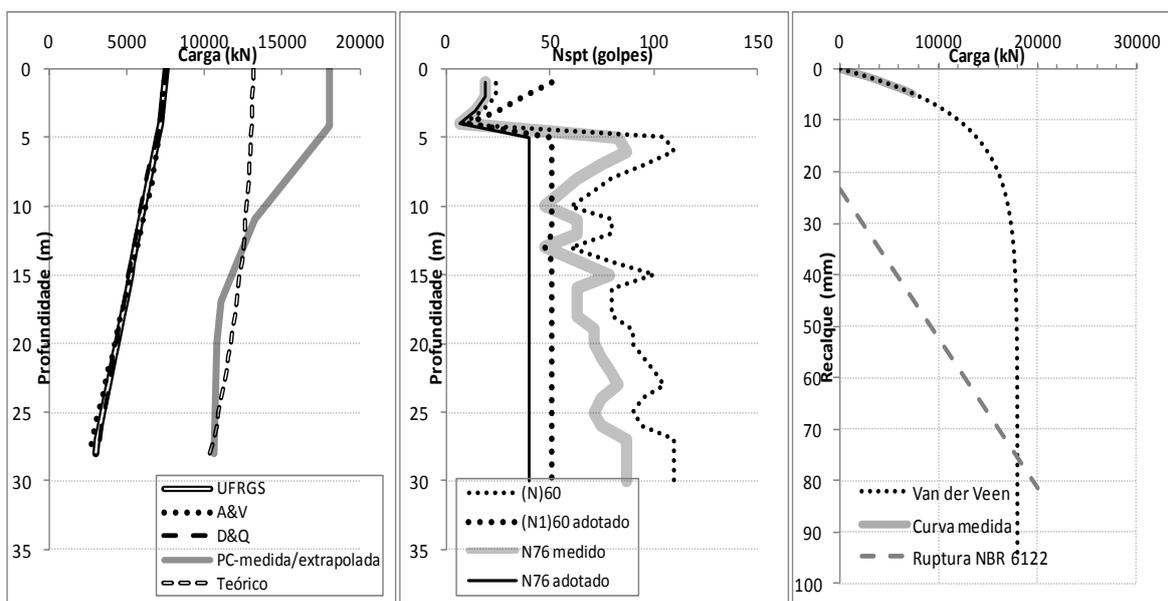


Figura 105: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

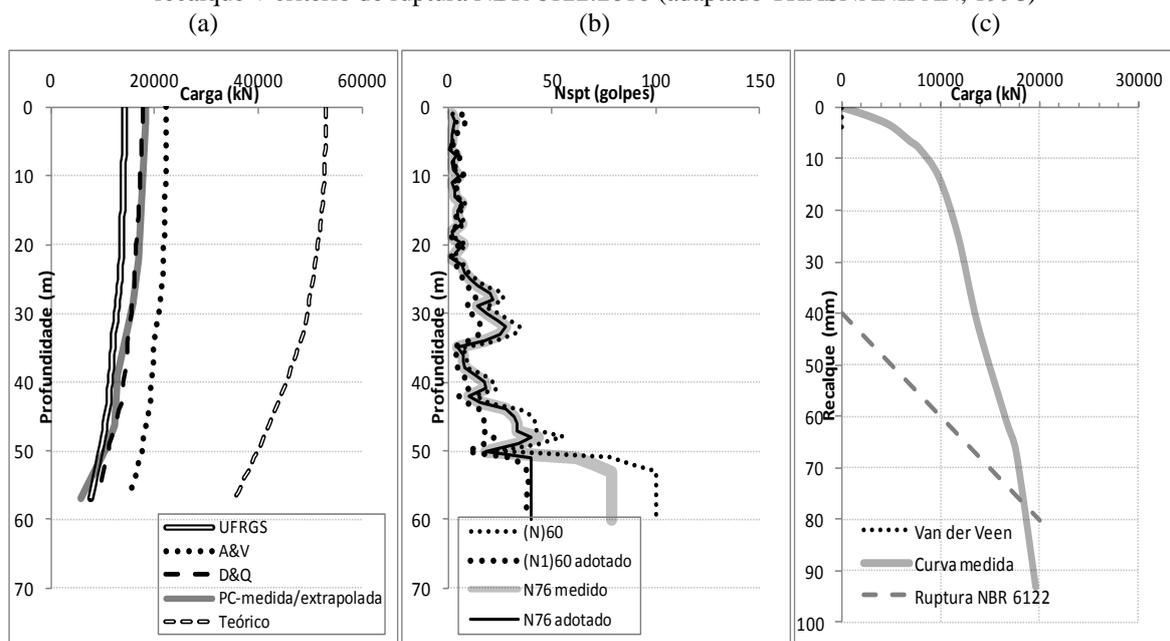


Figura 106: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

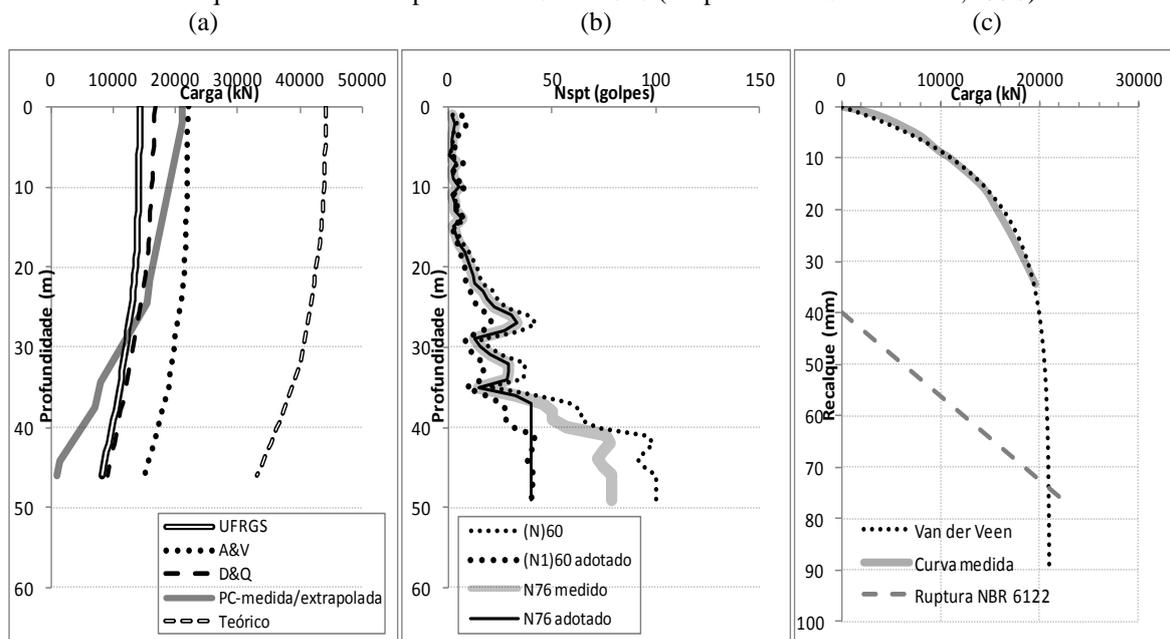


Figura 107: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

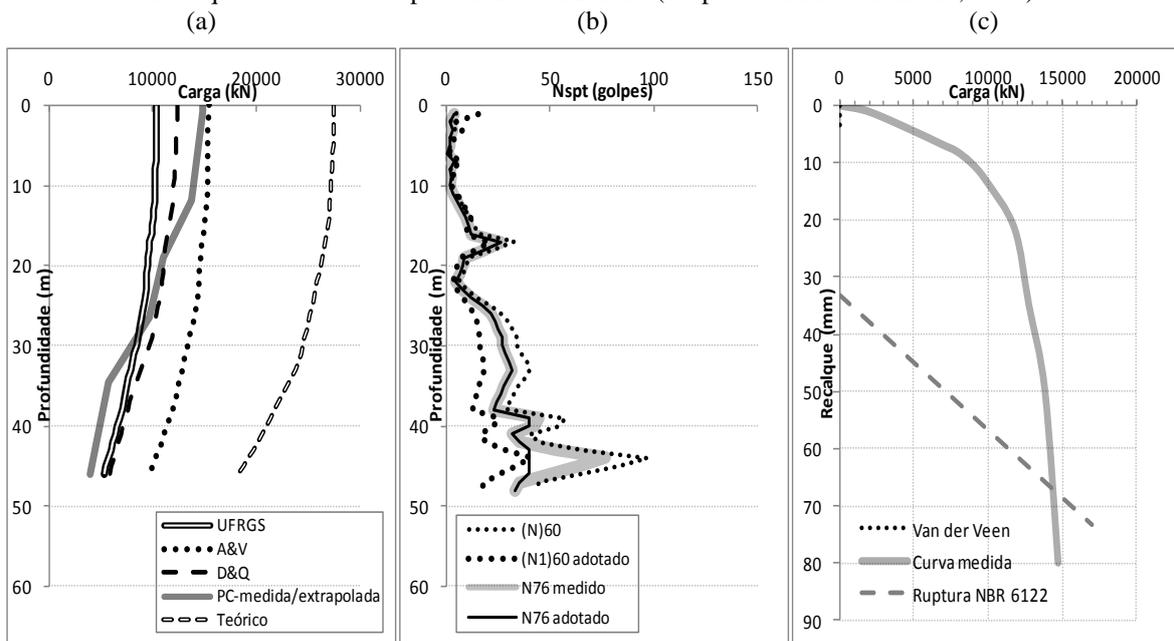


Figura 108: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

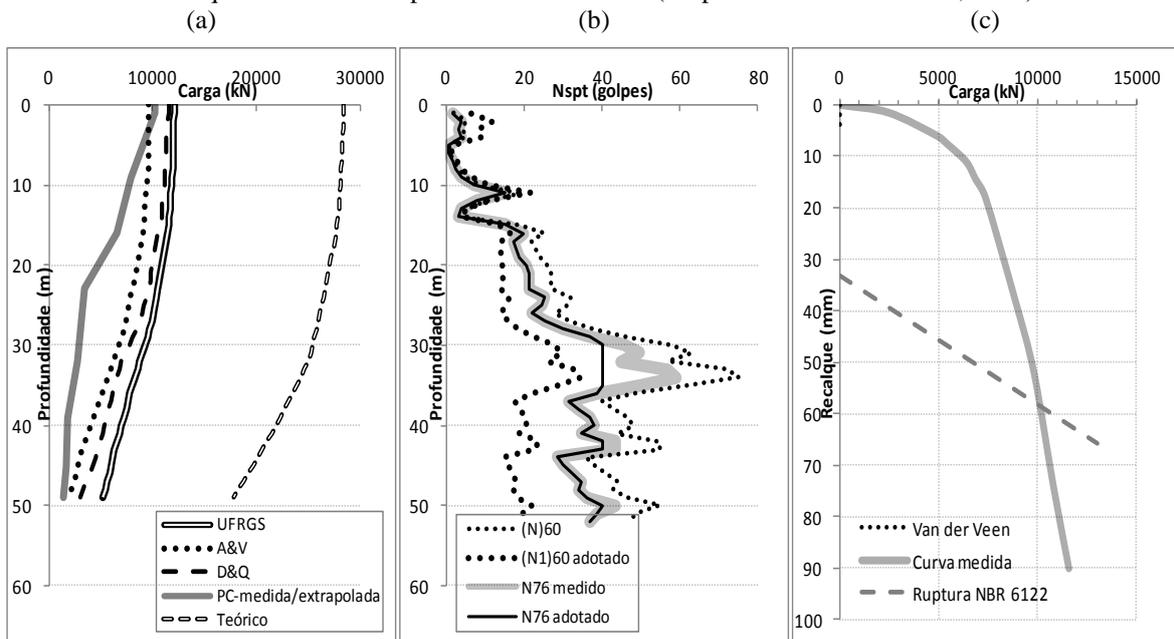


Figura 109: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

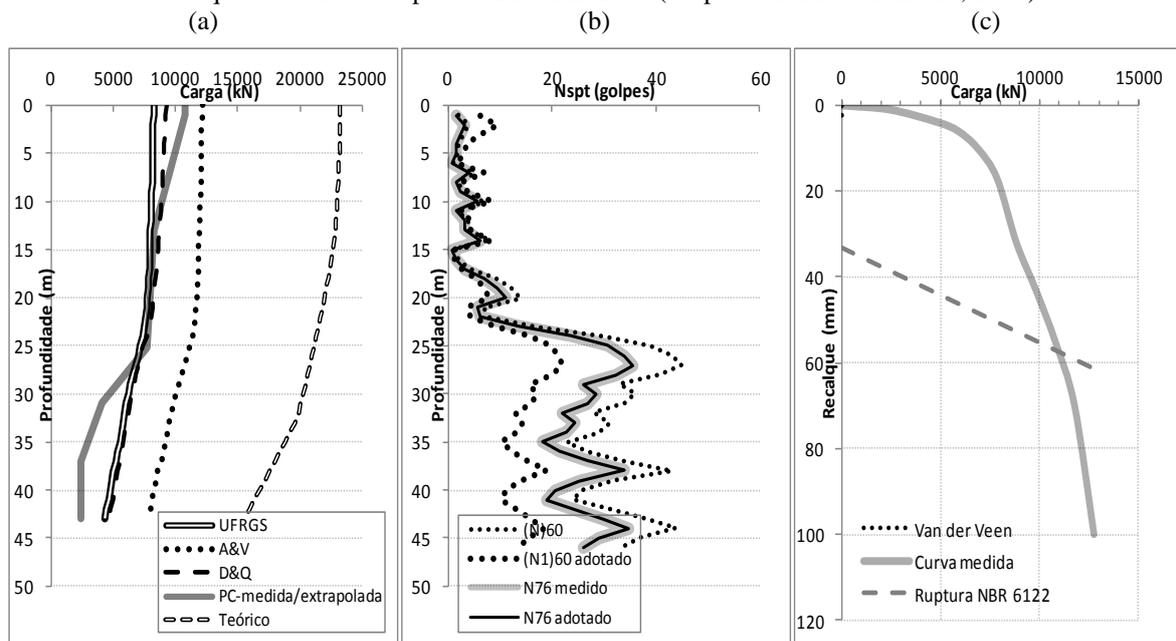


Figura 110: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

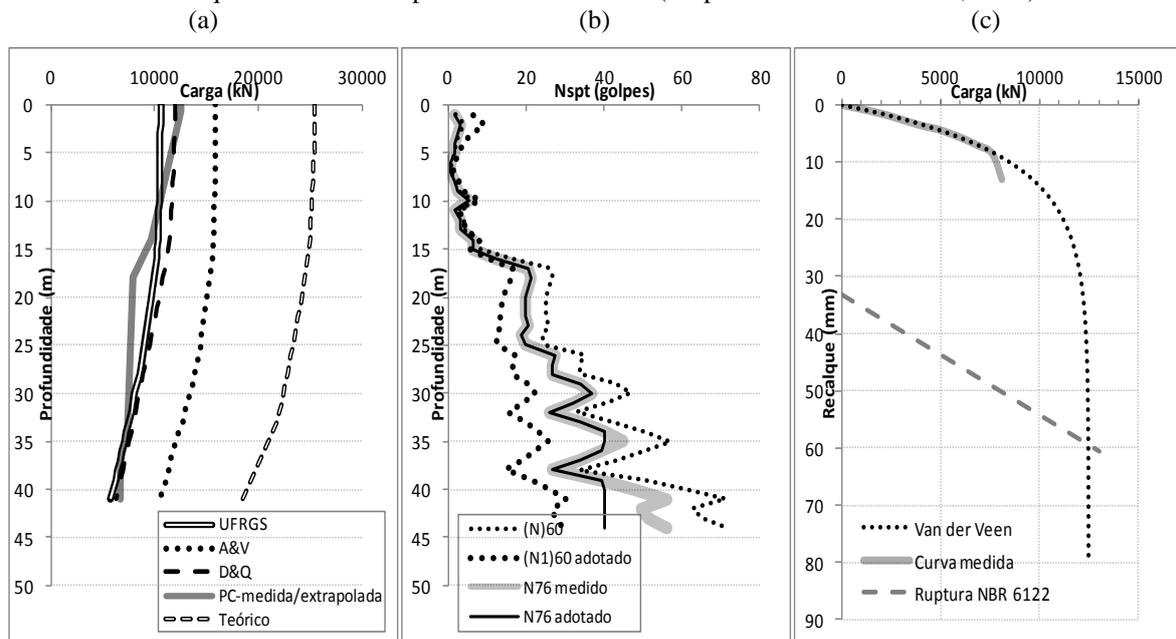


Figura 111: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

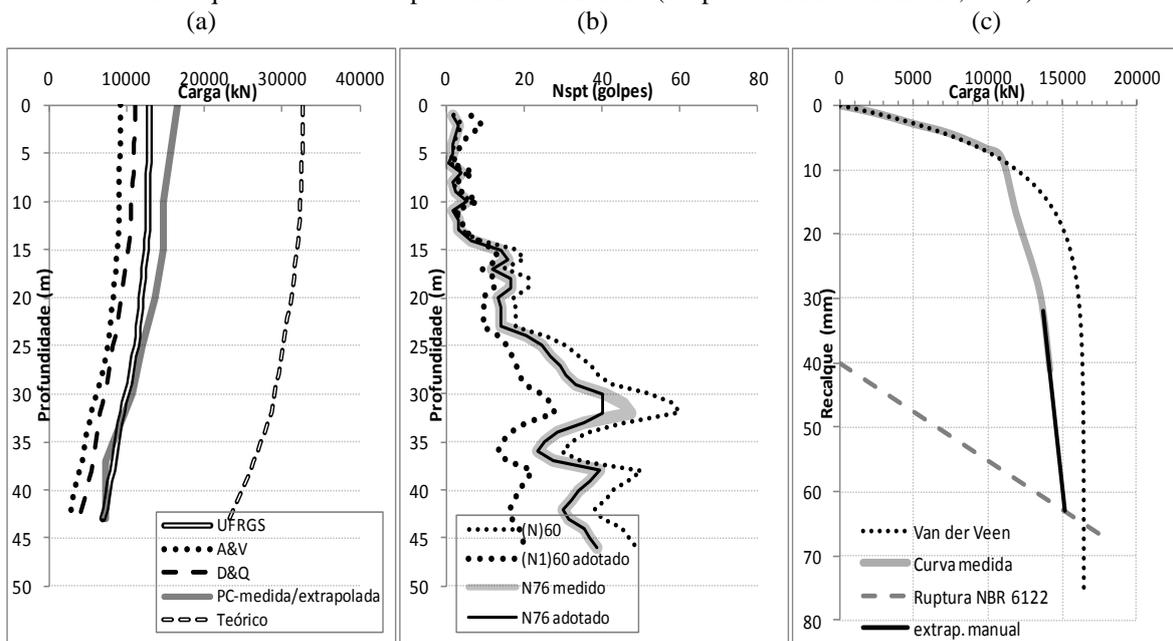


Figura 112: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

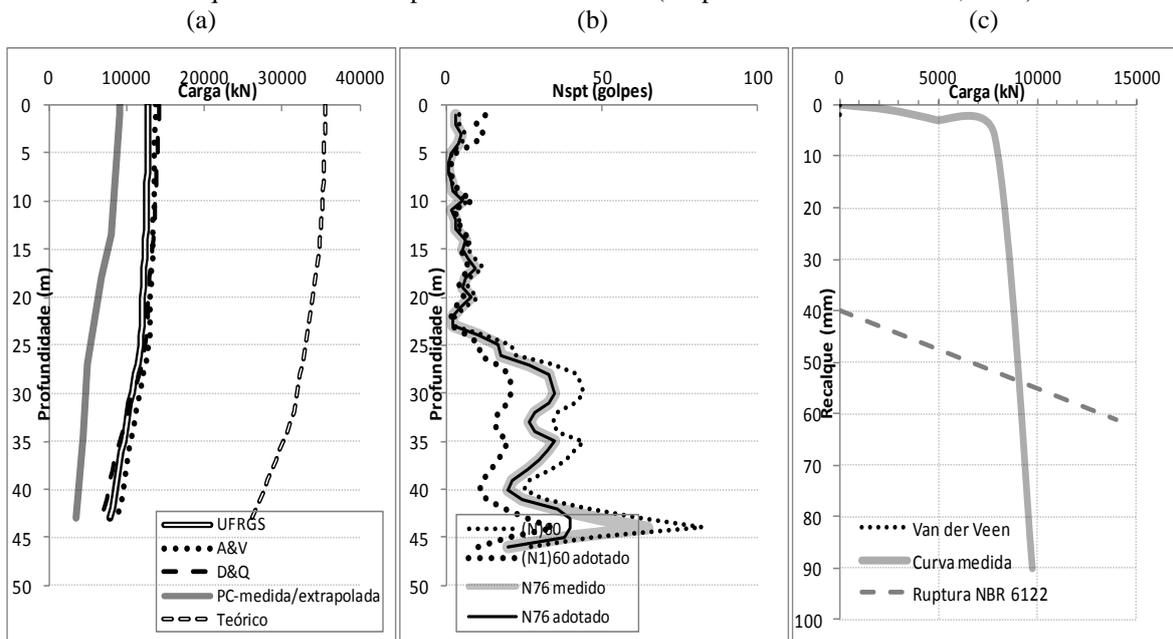


Figura 113: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

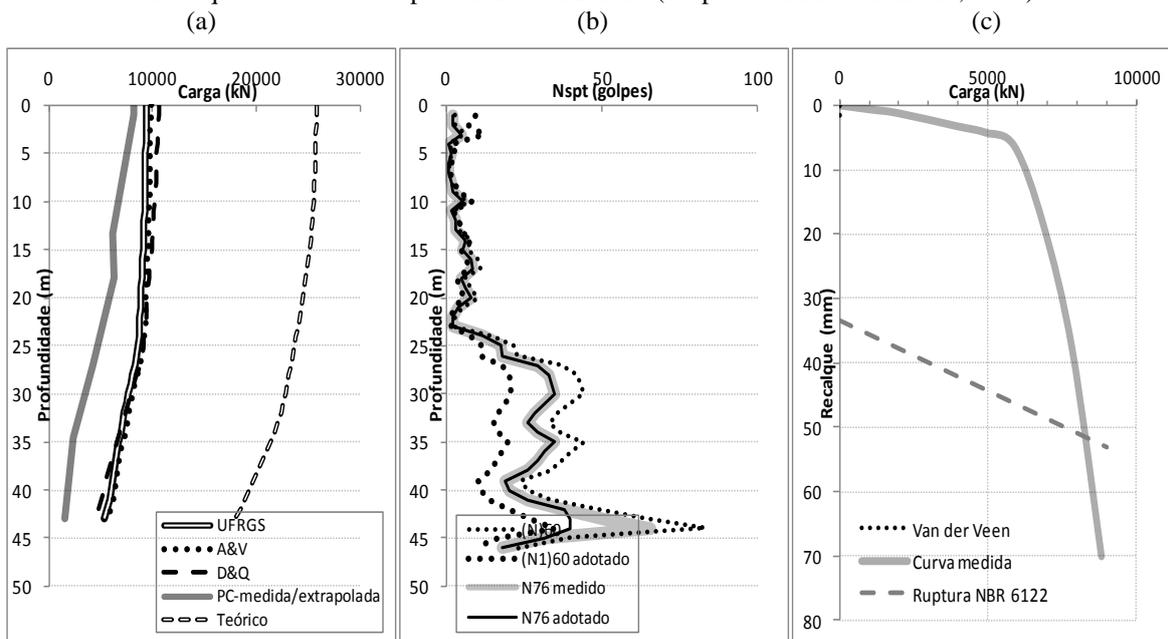


Figura 114: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado THASNANIPAN, 1998)

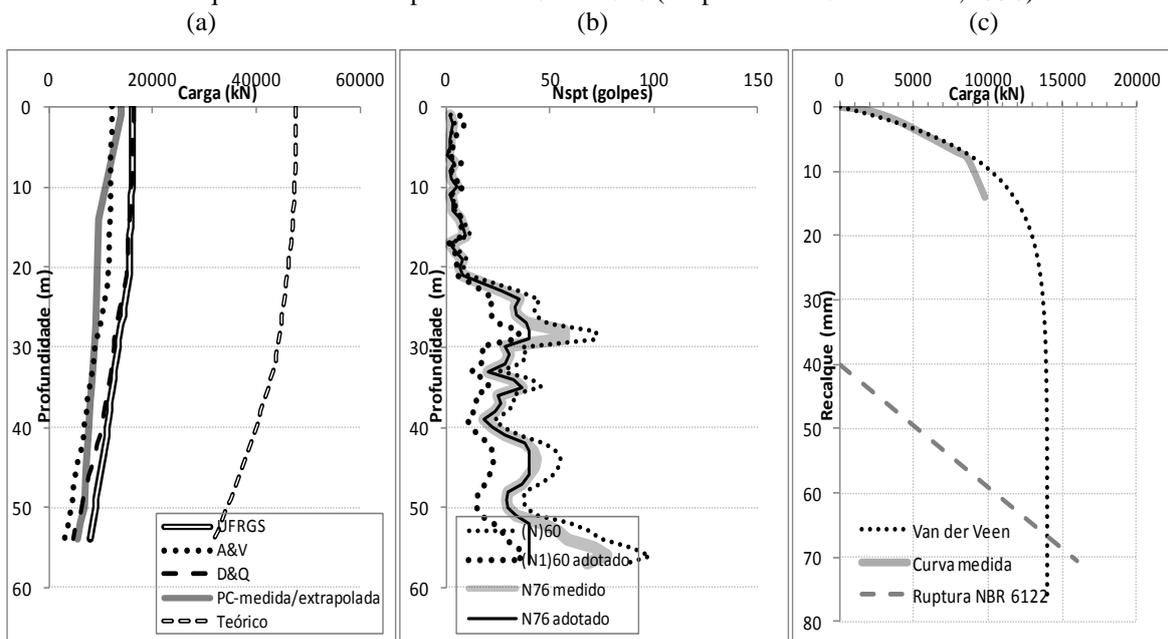


Figura 115: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BALAKRISHNAN, 1999)

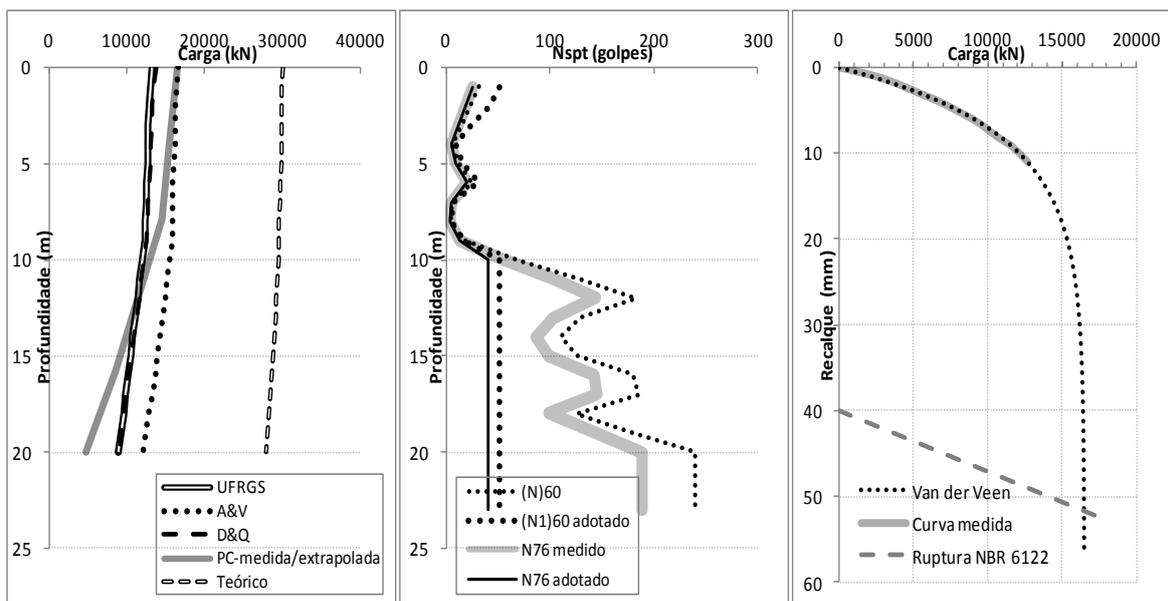


Figura 116: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BALAKRISHNAN, 1999)

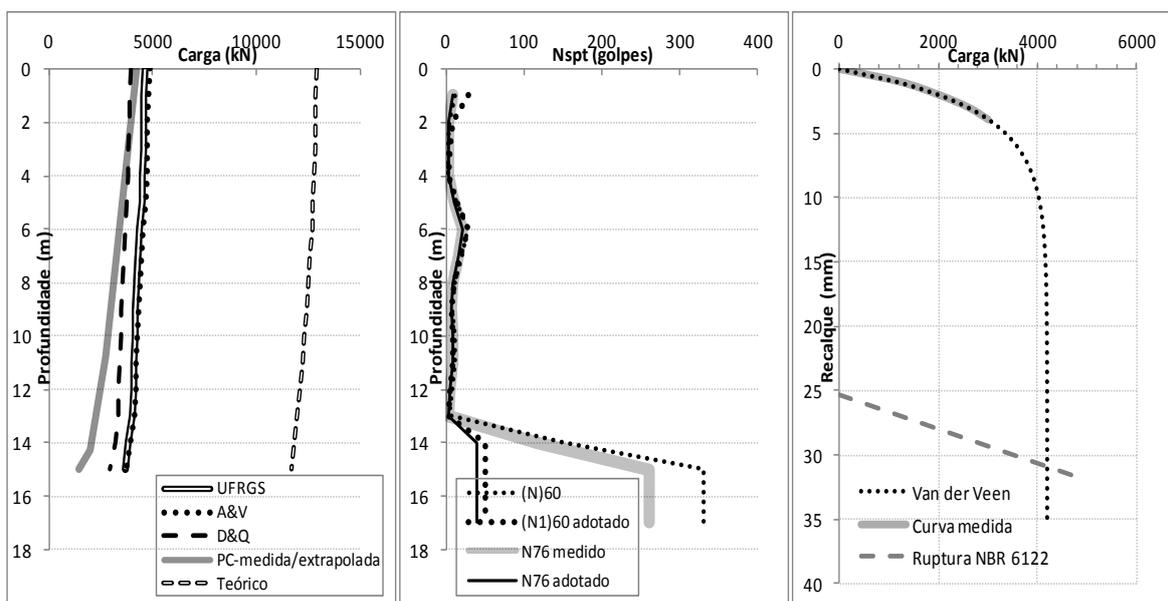


Figura 117: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HIRAYAMA, 1990)

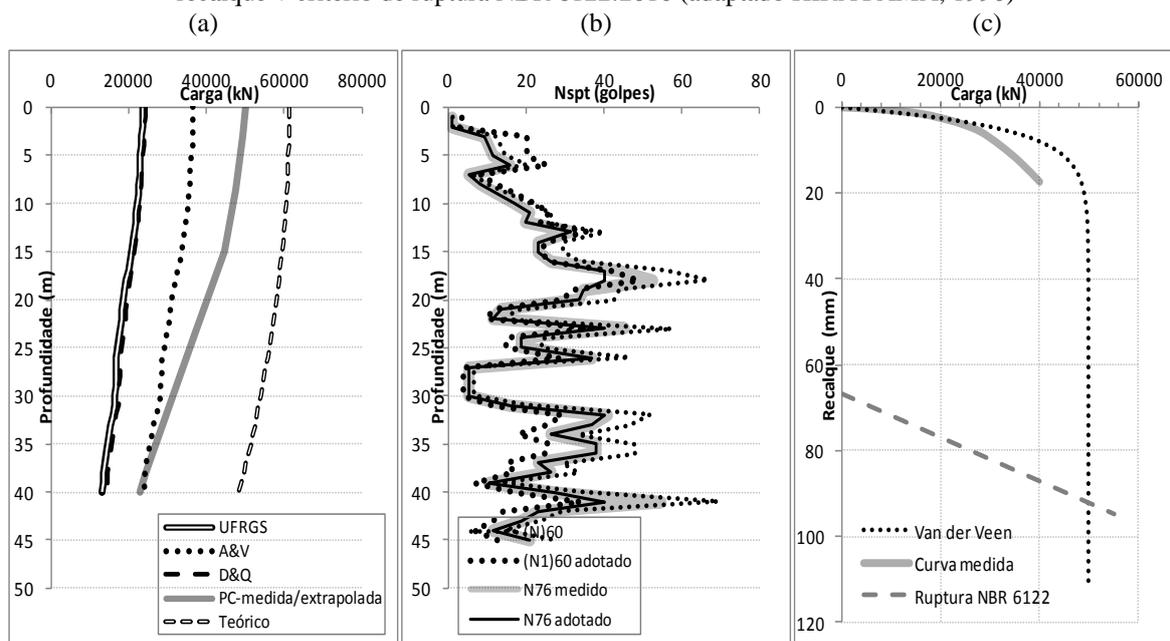


Figura 118: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado CUNHA; KLUKLÍK, 2003)

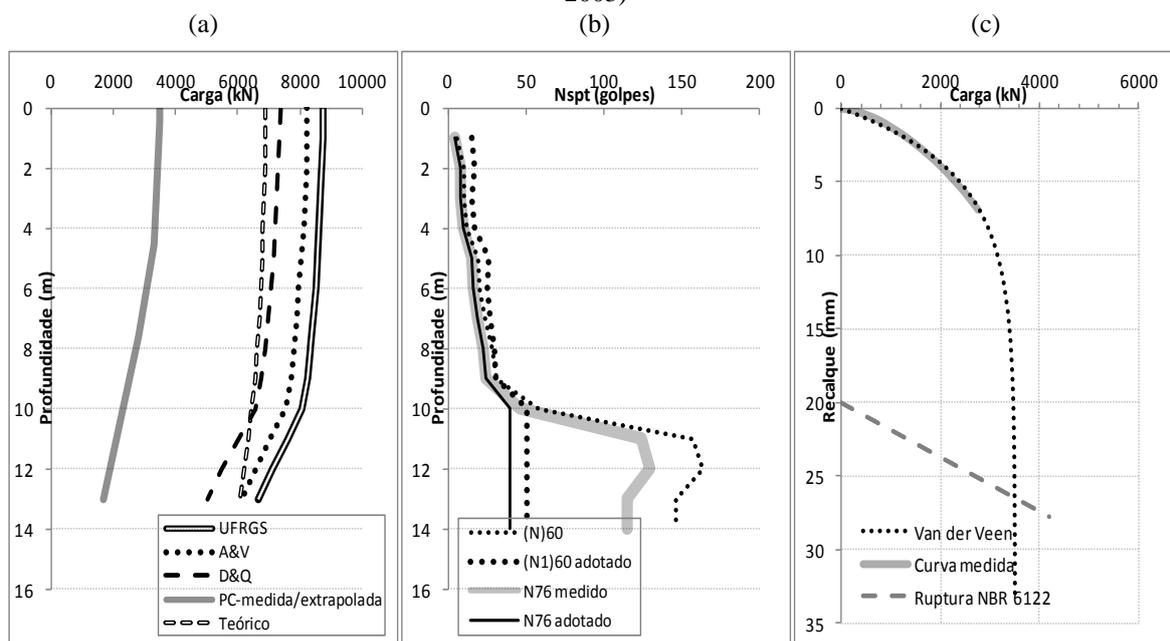


Figura 119: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado DIAS, 1985)

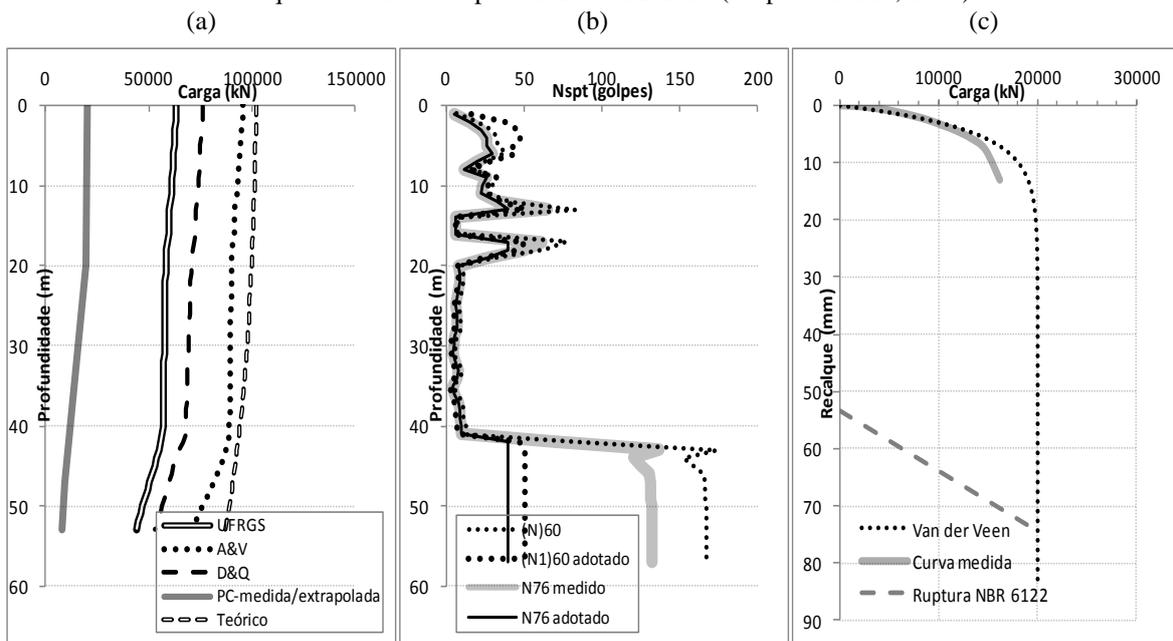


Figura 120: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado DIAS, 1985)

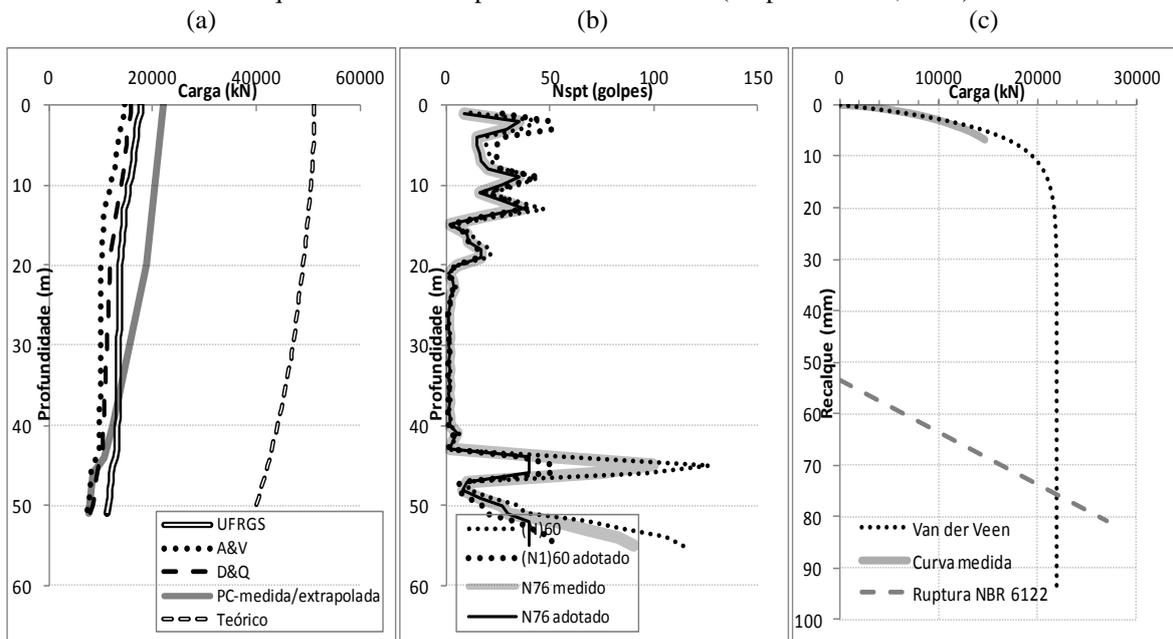


Figura 121: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado DIAS, 1985)

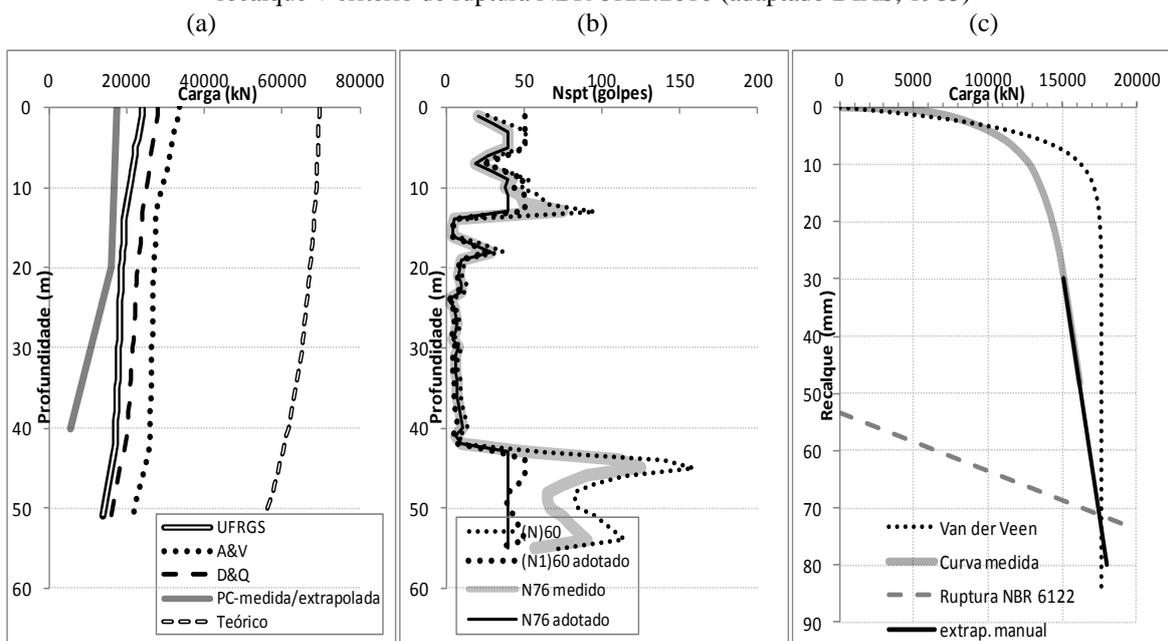


Figura 122: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado DIAS, 1985)

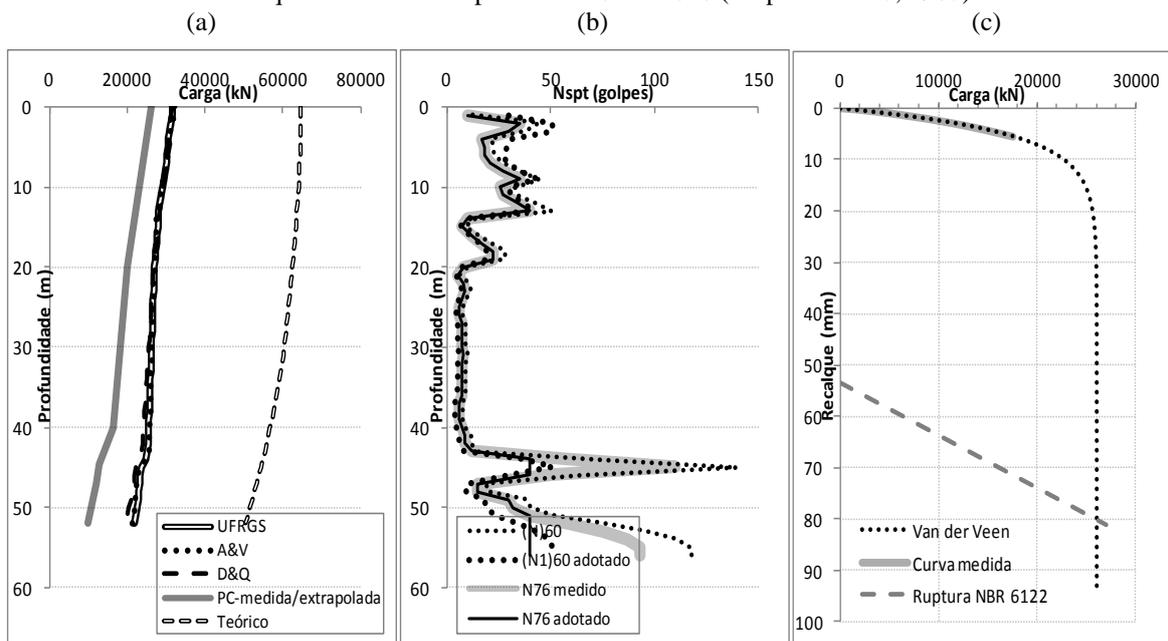


Figura 123: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado NEVES et al., 2000)

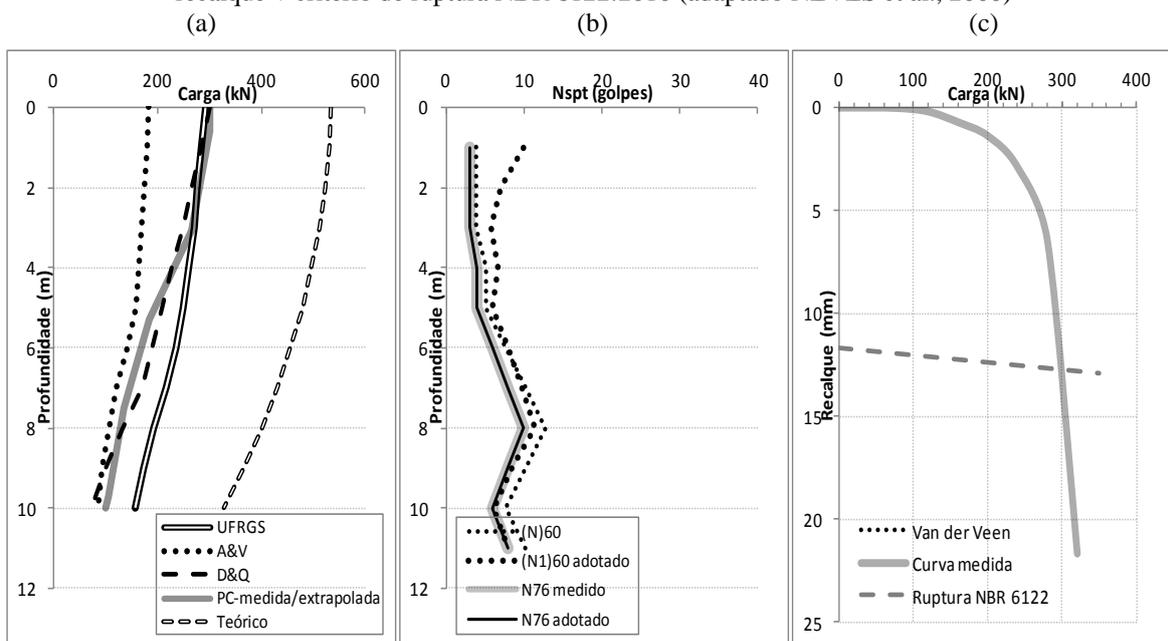


Figura 124: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado NEVES et al., 2000)

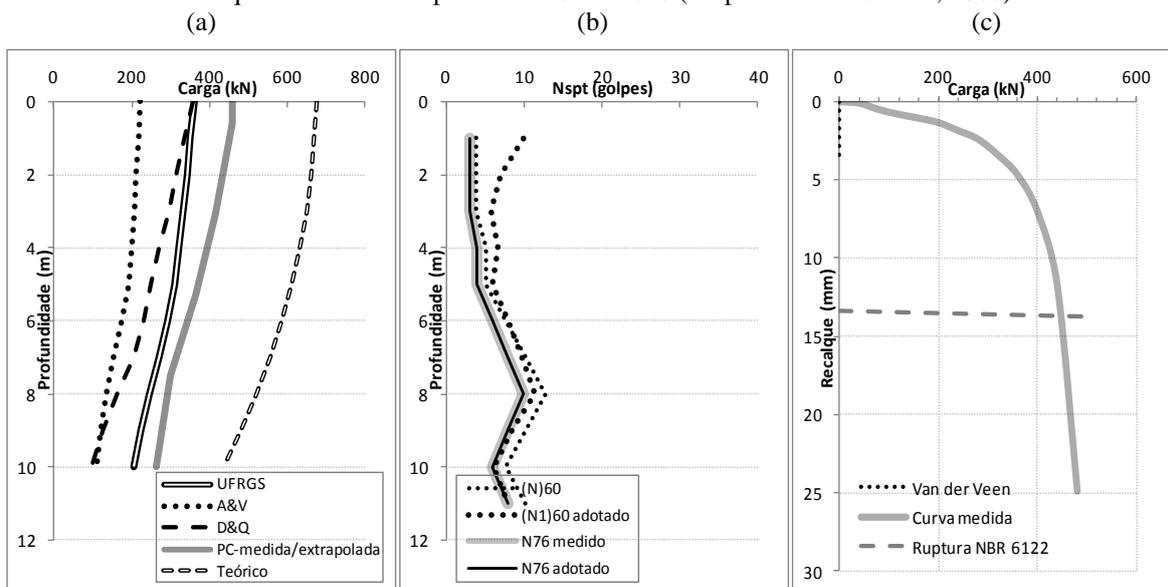


Figura 125: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado NEVES et al., 2000)

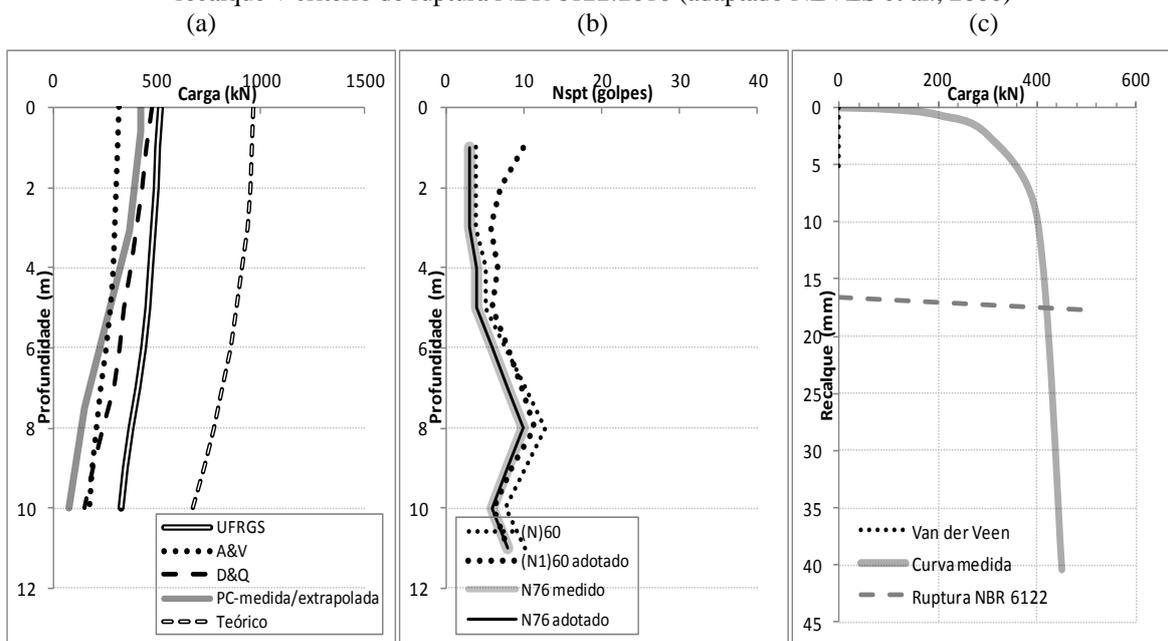


Figura 126: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus levantamento + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado NEVES et al., 2000)

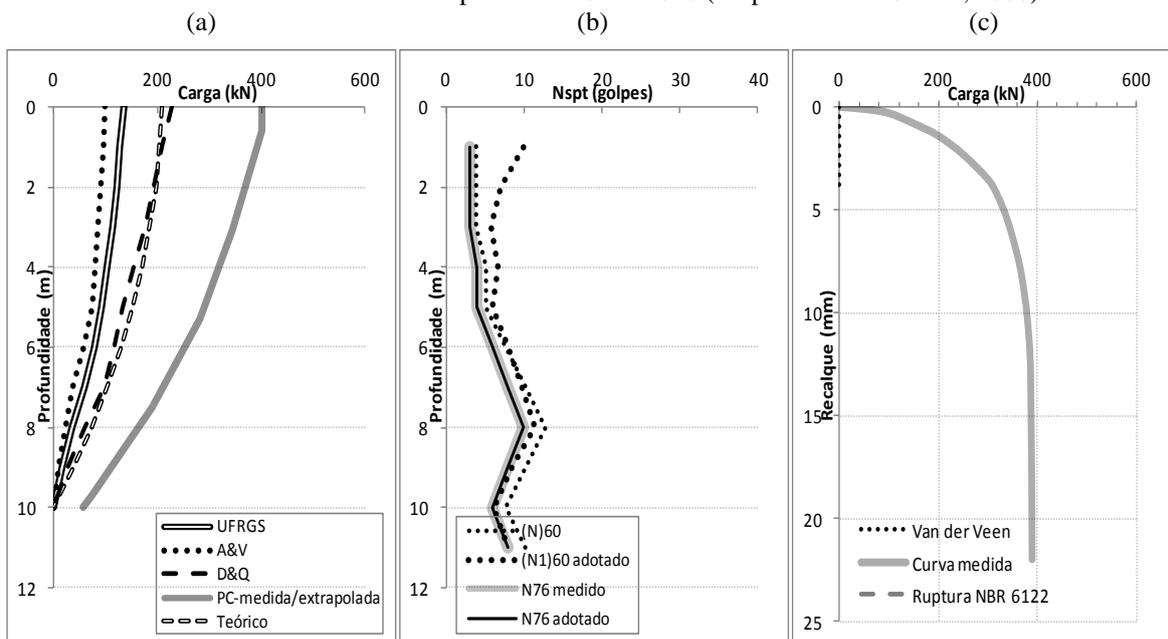


Figura 127: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* levantamento + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado NEVES et al., 2000)

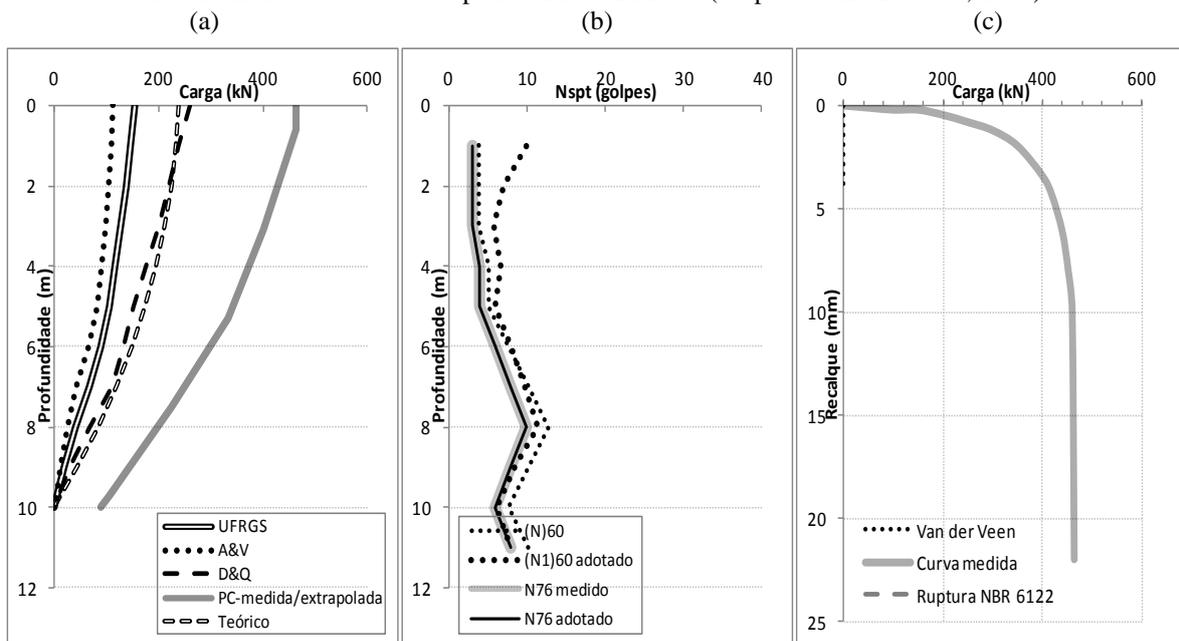


Figura 128: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* levantamento + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado NEVES et al., 2000)

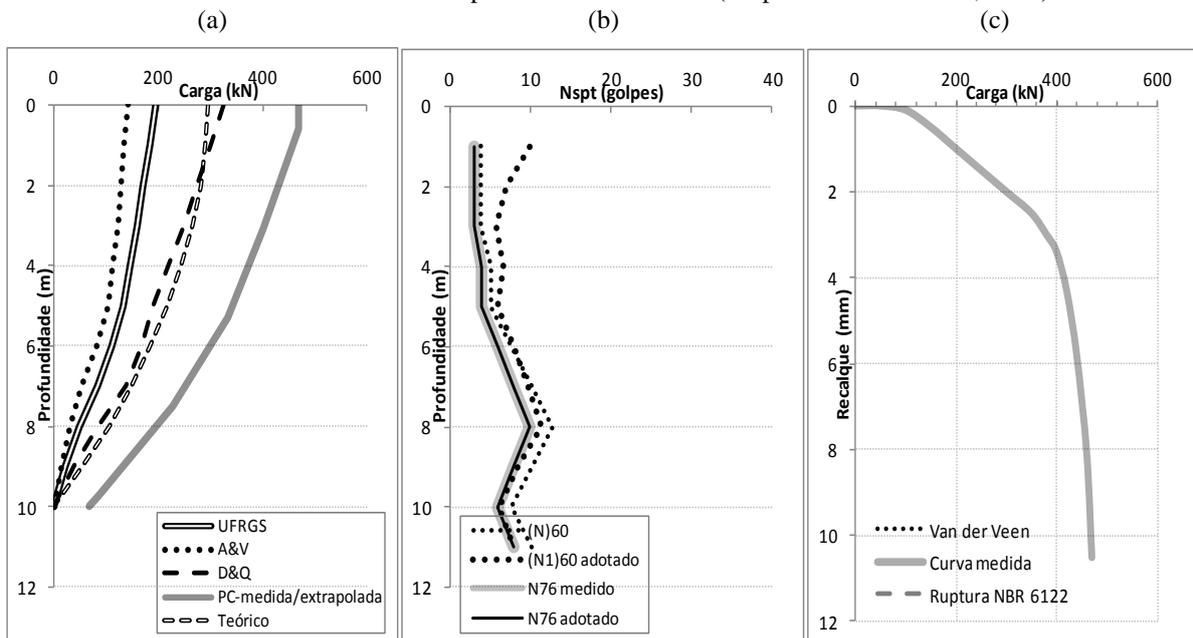


Figura 129: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado LIEW et al., 2010)

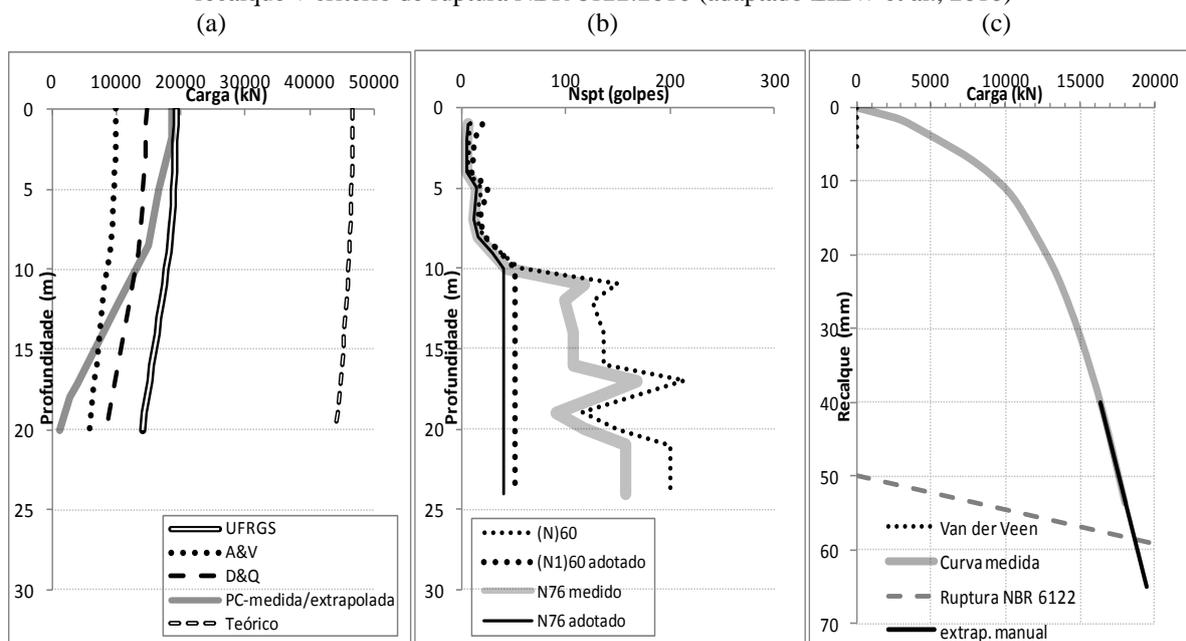
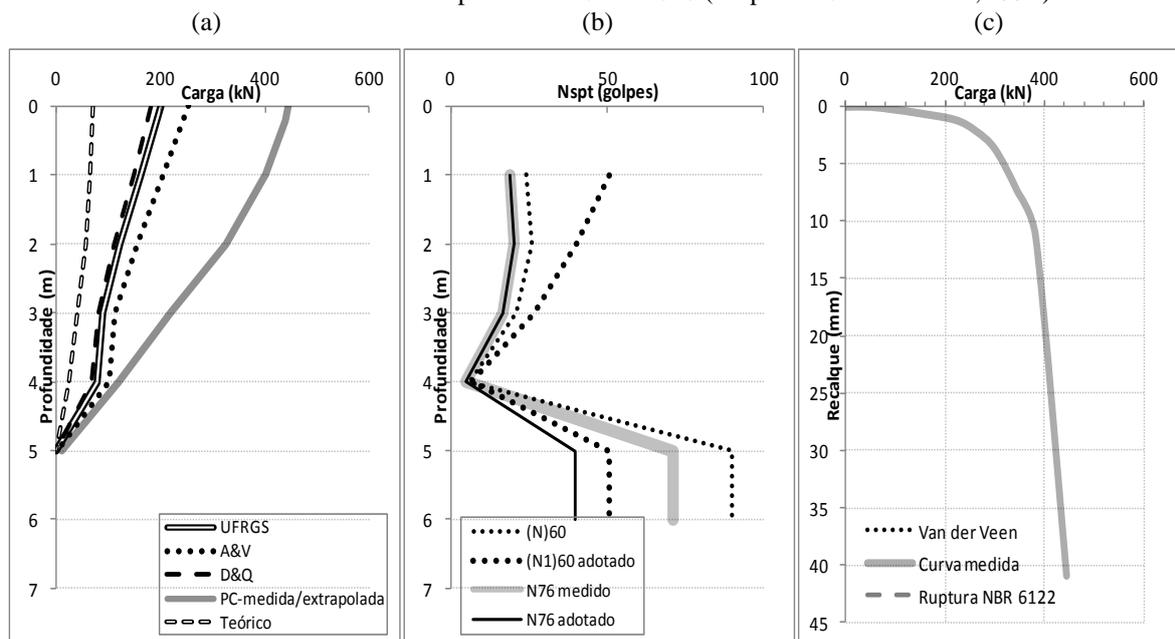


Figura 130: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* levantamento + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ISMAEL et al., 1994)



**APÊNDICE C – ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS – RESULTADOS
PROVA DE CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT**

Figura 131: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado O'NEILL et al., 2002)

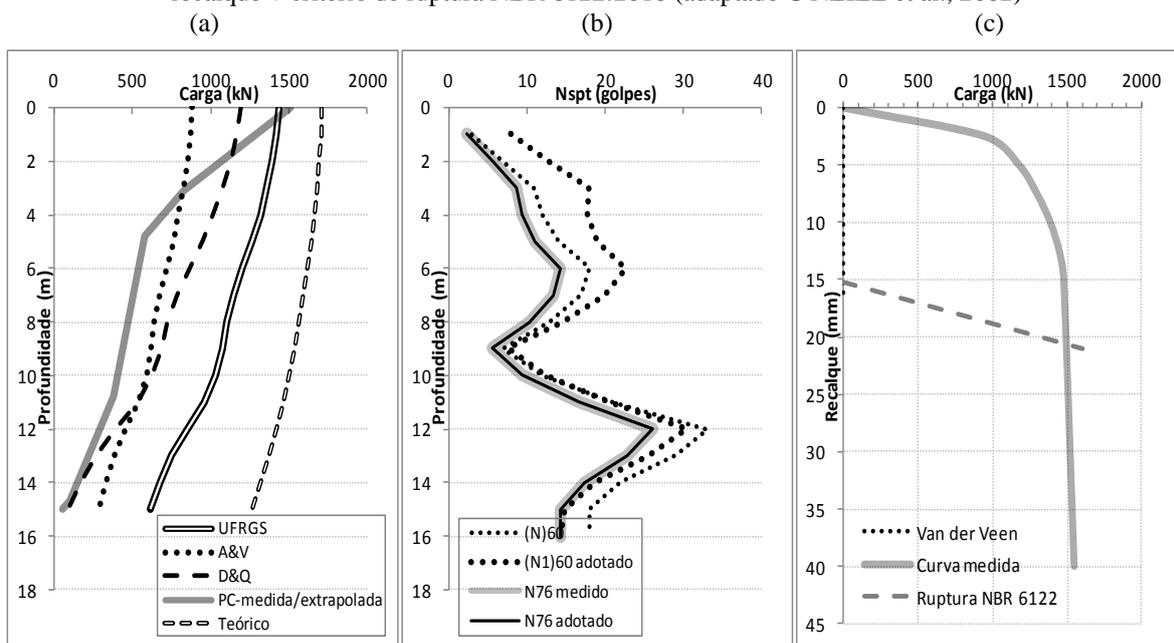


Figura 132: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALBUQUERQUE, 2001)

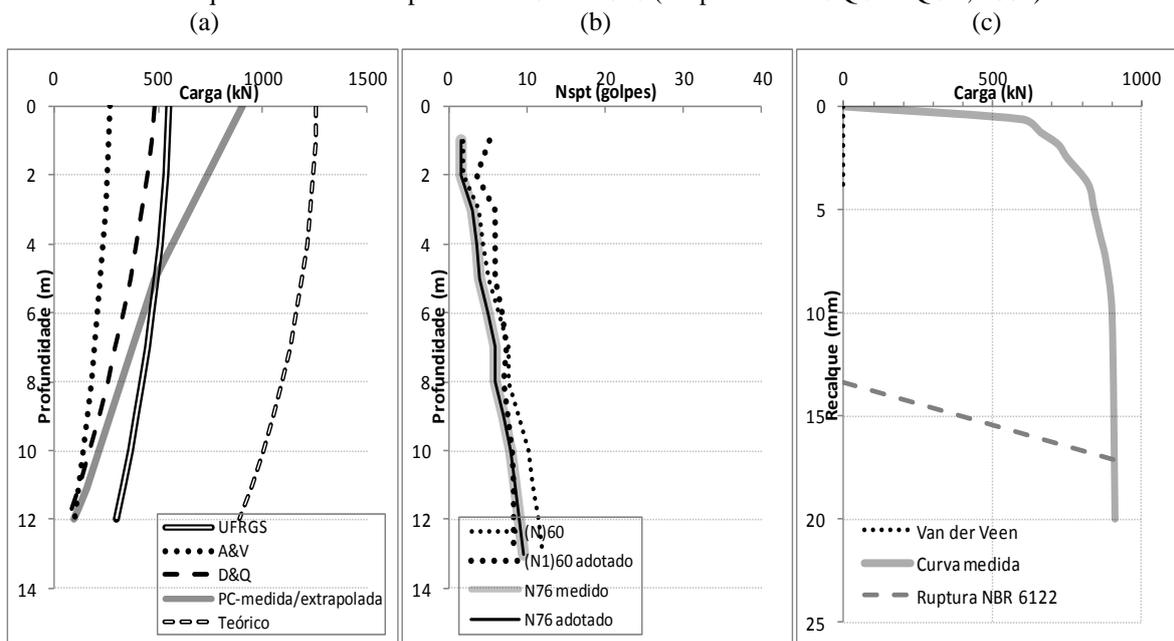


Figura 133: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALBUQUERQUE, 2001)

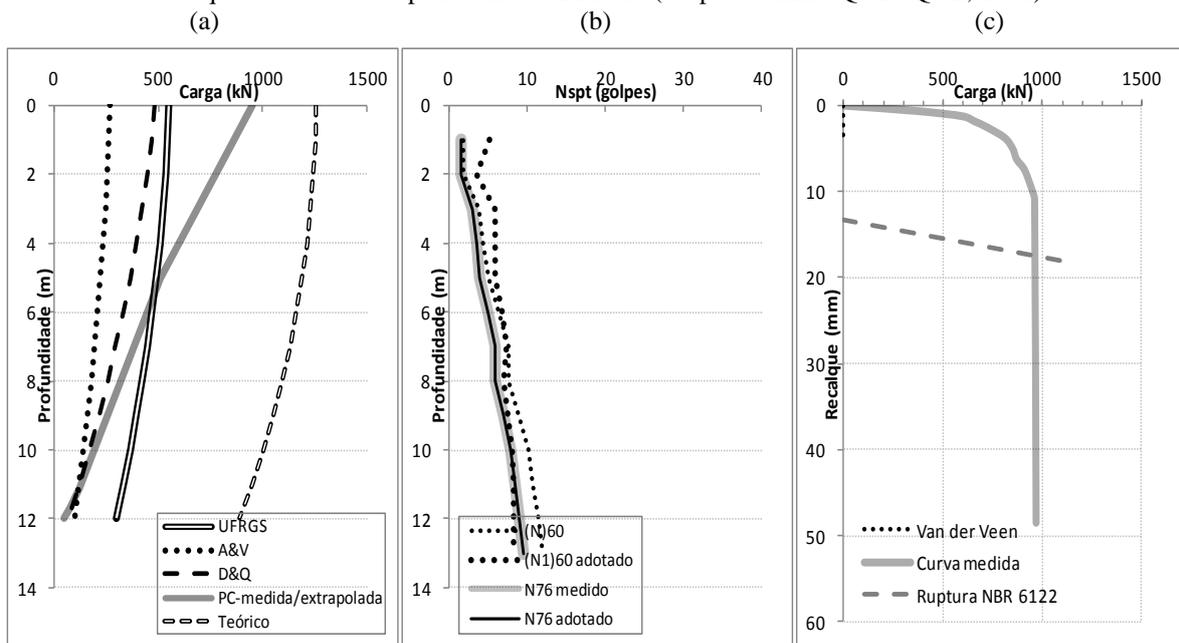


Figura 134: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga versus recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALBUQUERQUE, 2001)

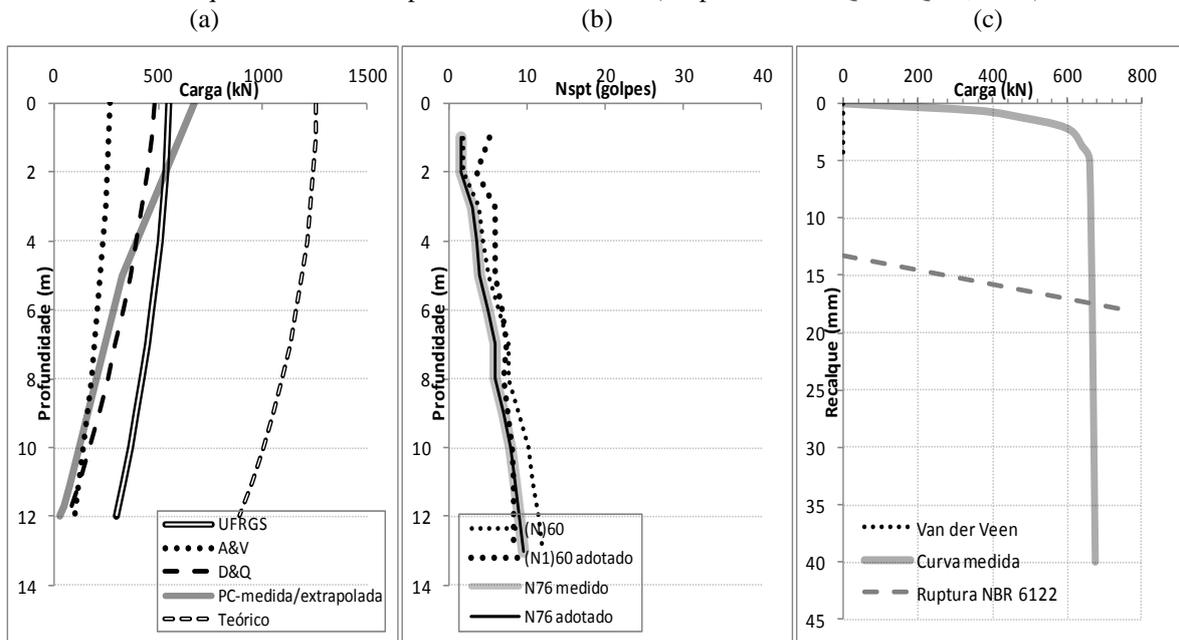


Figura 135: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado REIFFSTECK, 2009)

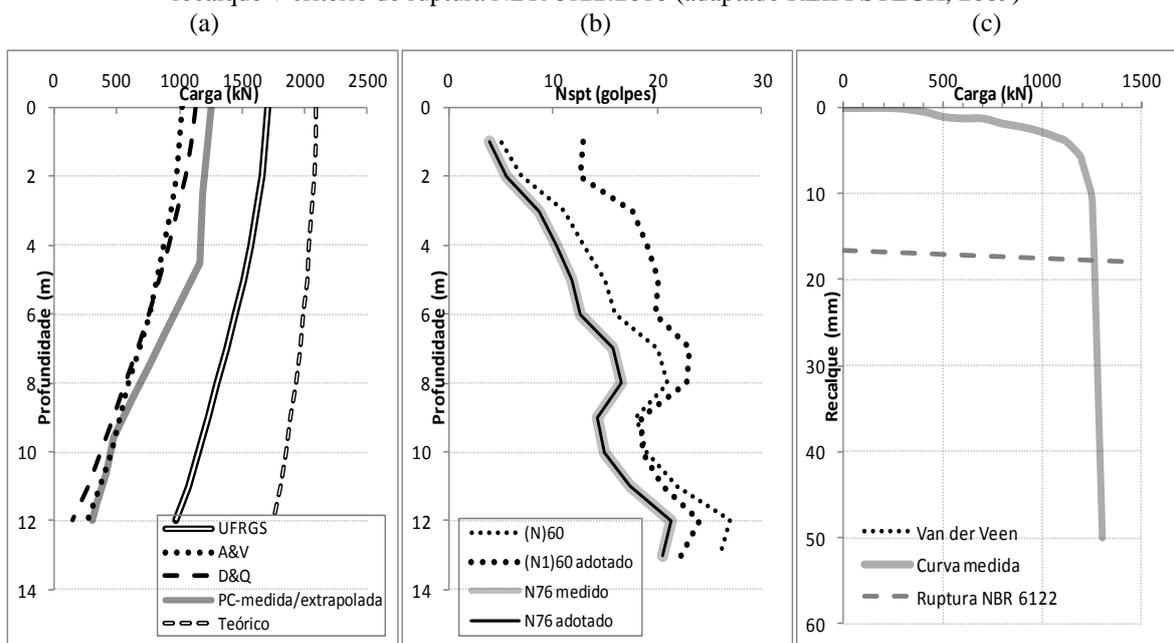


Figura 136: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado CUNHA; KLUKLÍK, 2003)

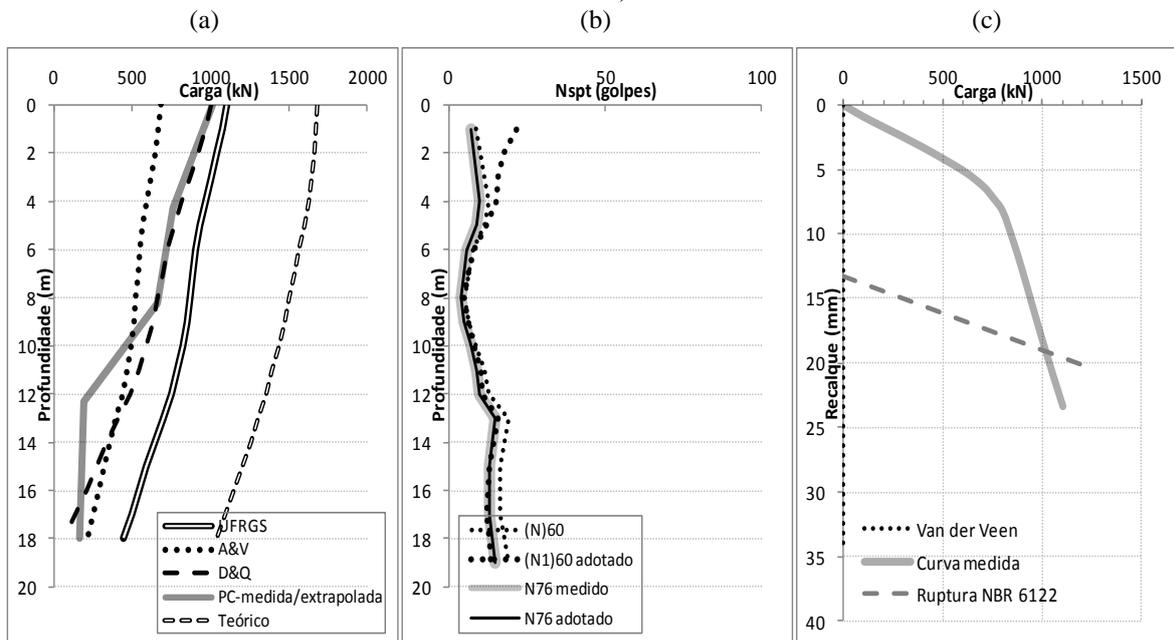


Figura 137: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BAOCHENGLI, 2009)

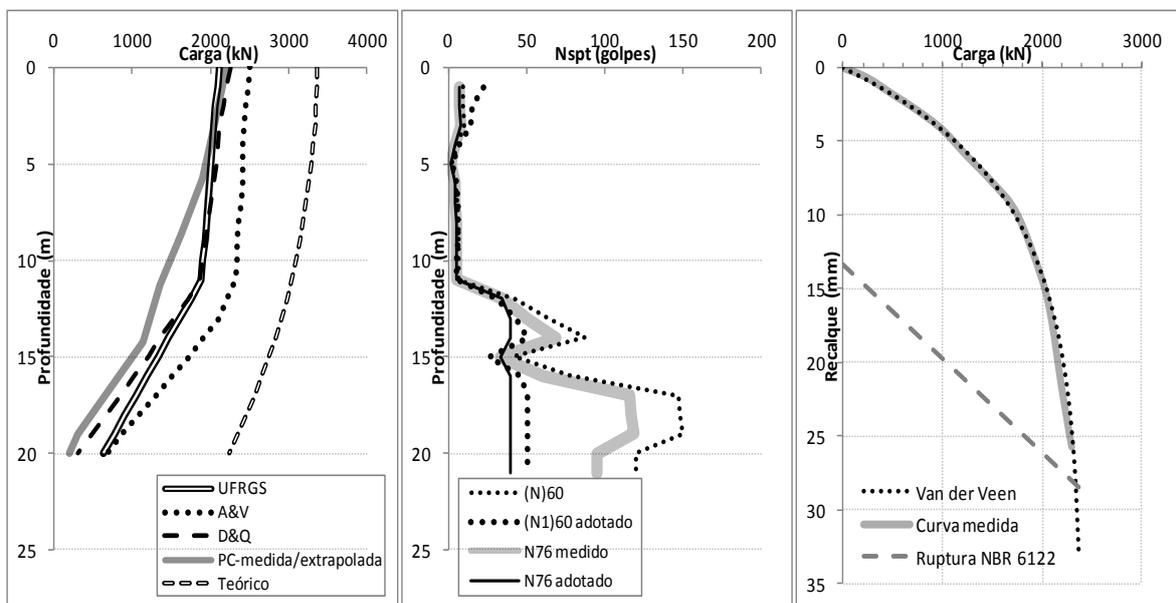


Figura 138: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BAOCHENGLI, 2009)

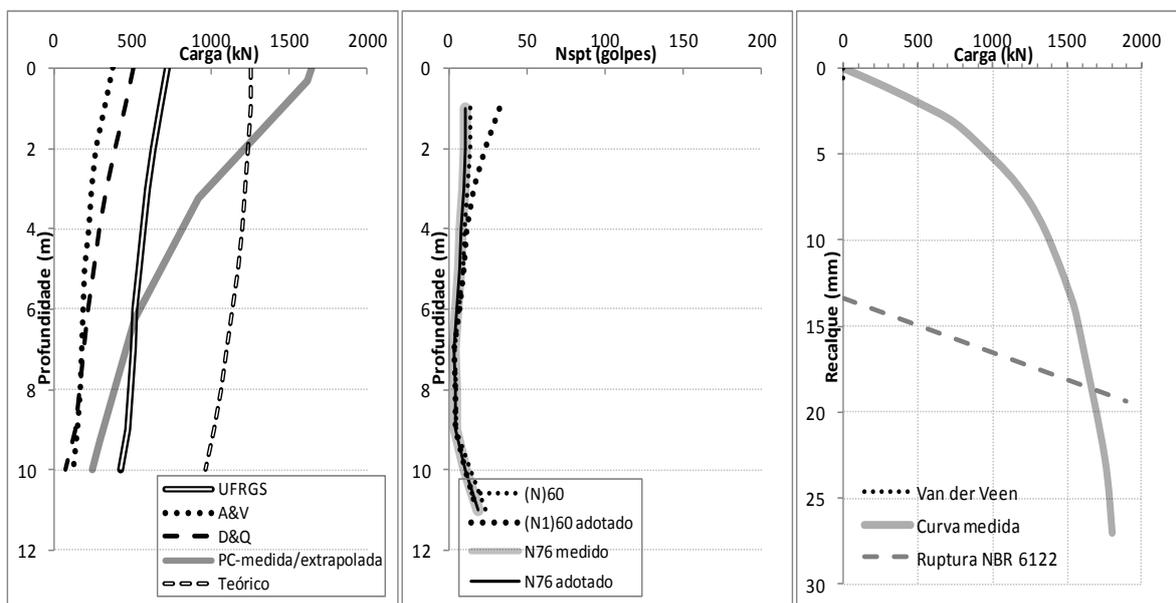


Figura 139: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ROBERTS et al., 2008)

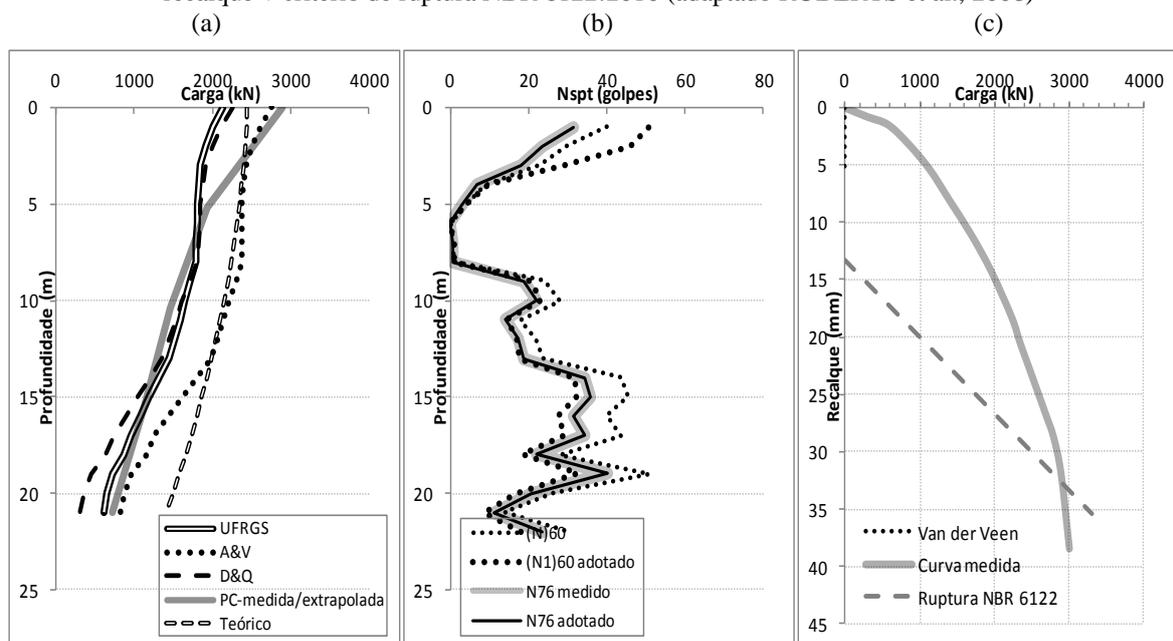


Figura 140: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BECK; HARRISON, 2009)

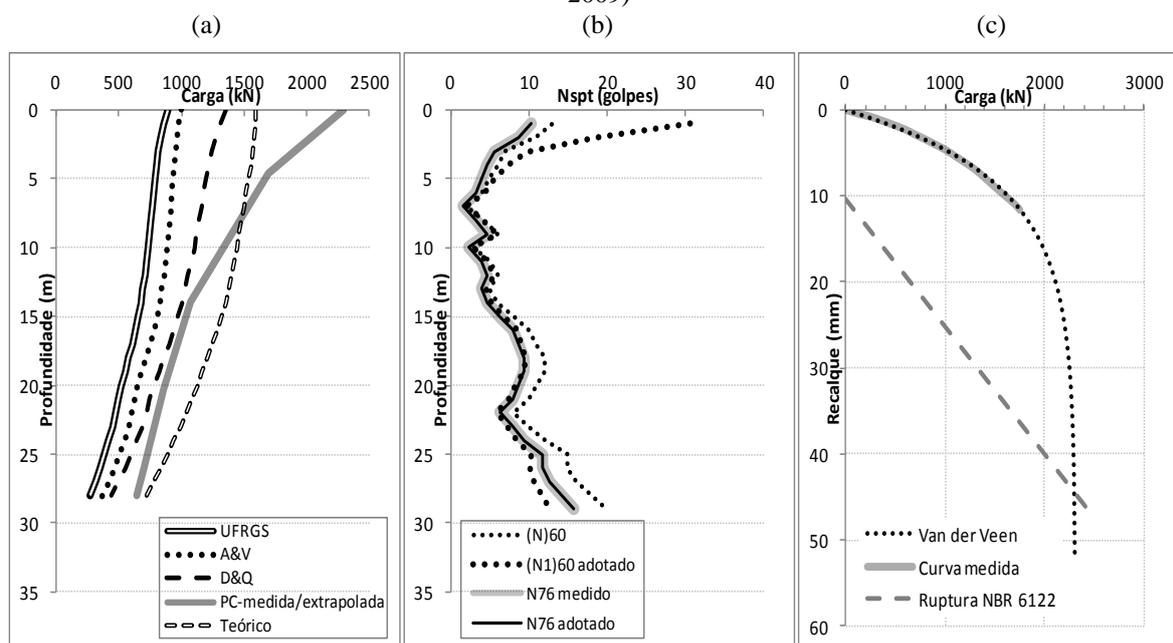


Figura 141: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BECK; HARRISON, 2009)

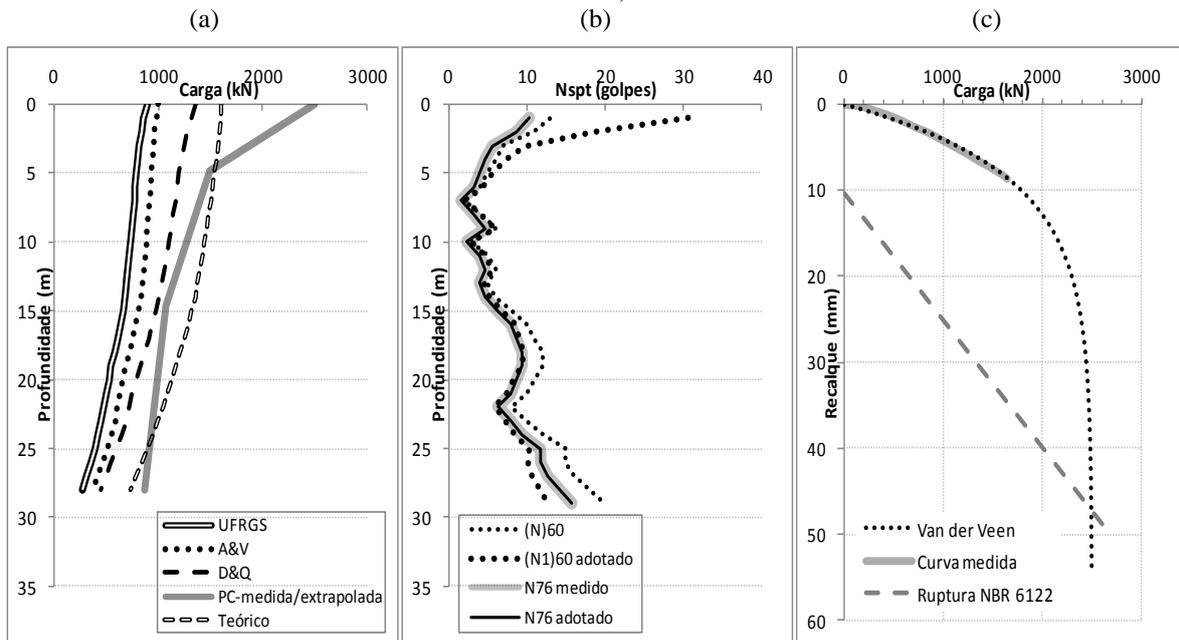
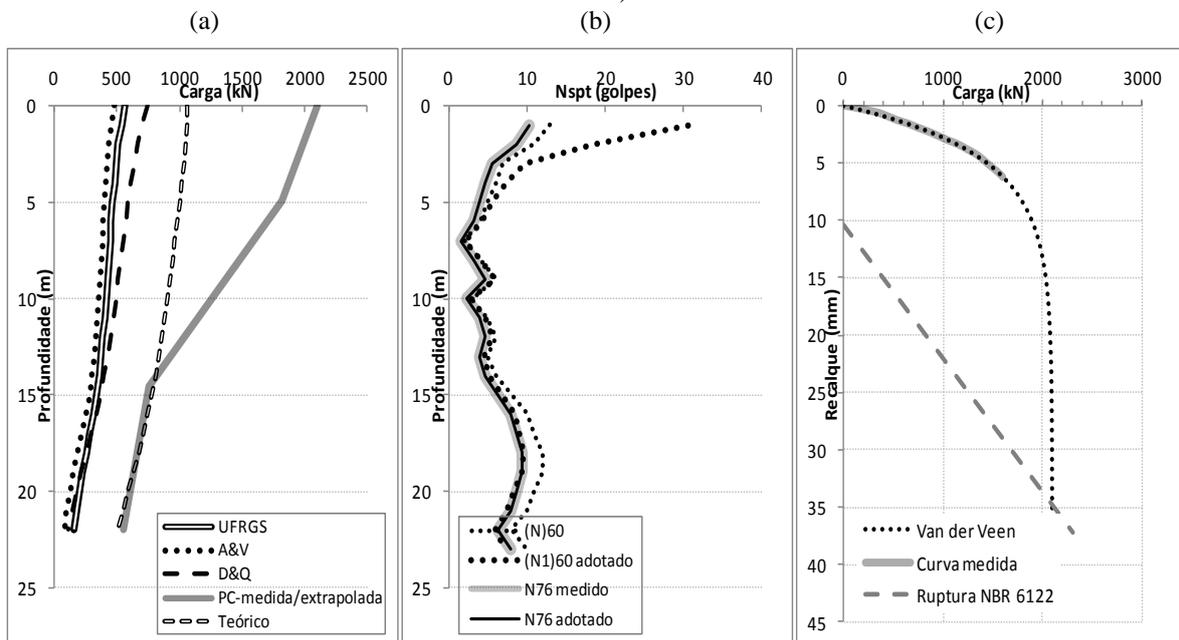


Figura 142: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BECK; HARRISON, 2009)



**APÊNDICE D – ESTACAS PRÉ-MOLDADAS – RESULTADOS PROVA
DE CARGA, PREVISÕES E PERFIL SPT**

Figura 143: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado NIYAMA, et al., 1989)

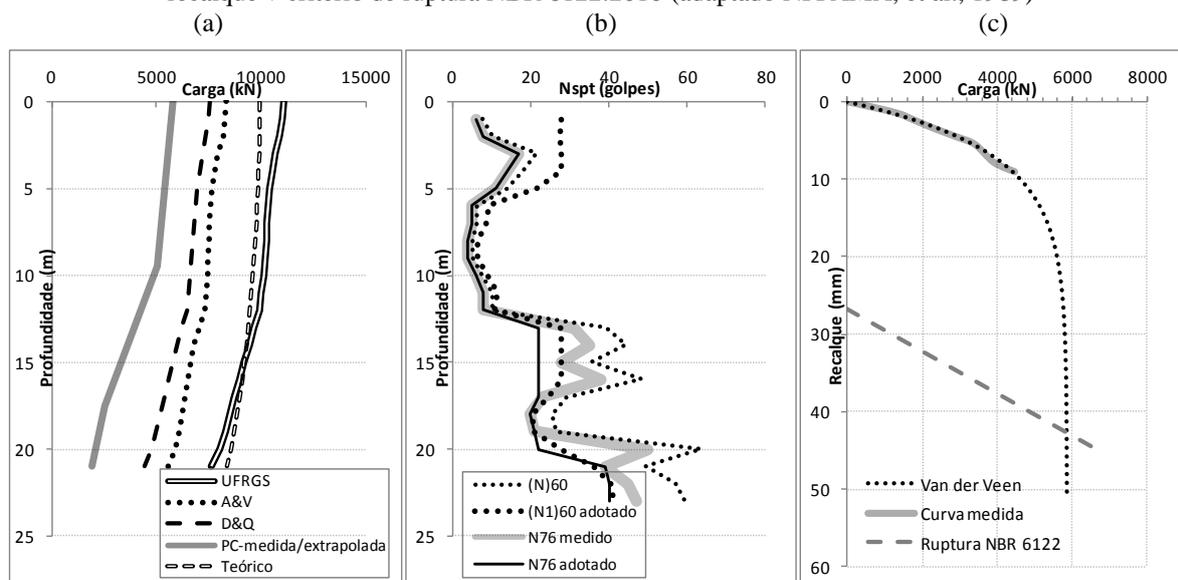


Figura 144: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado BHANDARI, 1989)

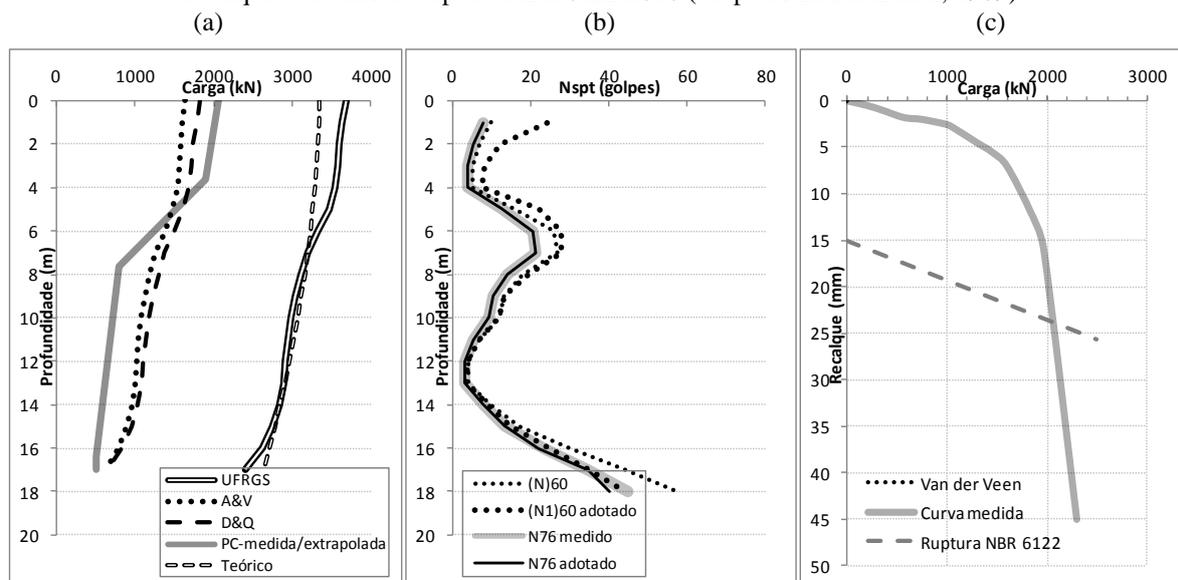


Figura 145: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HUSSEIN; CAMP, 1994)

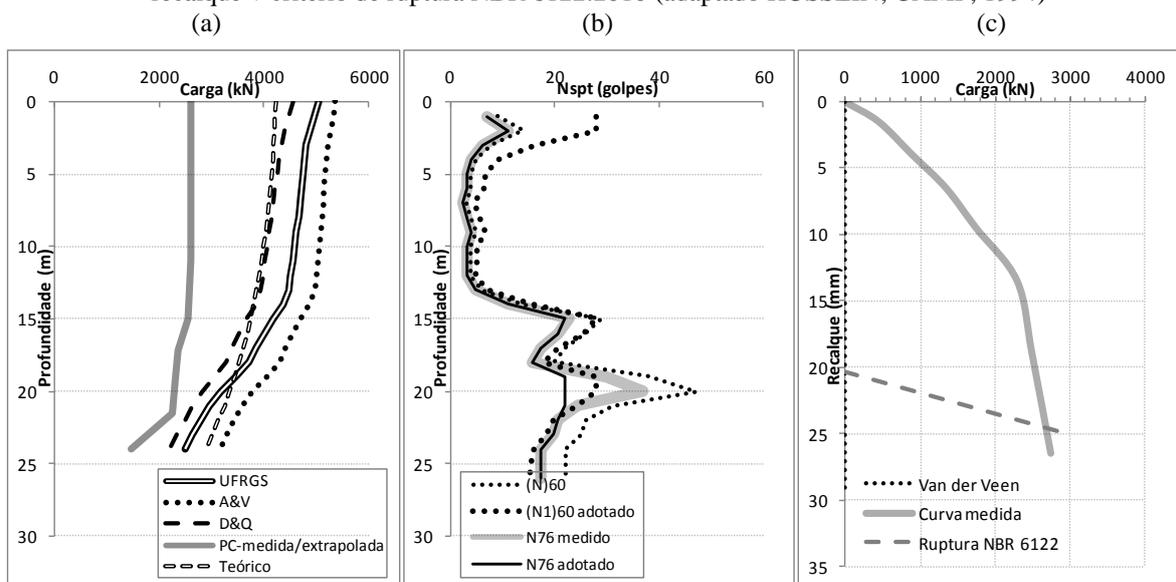


Figura 146: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado HUSSEIN; CAMP, 1994)

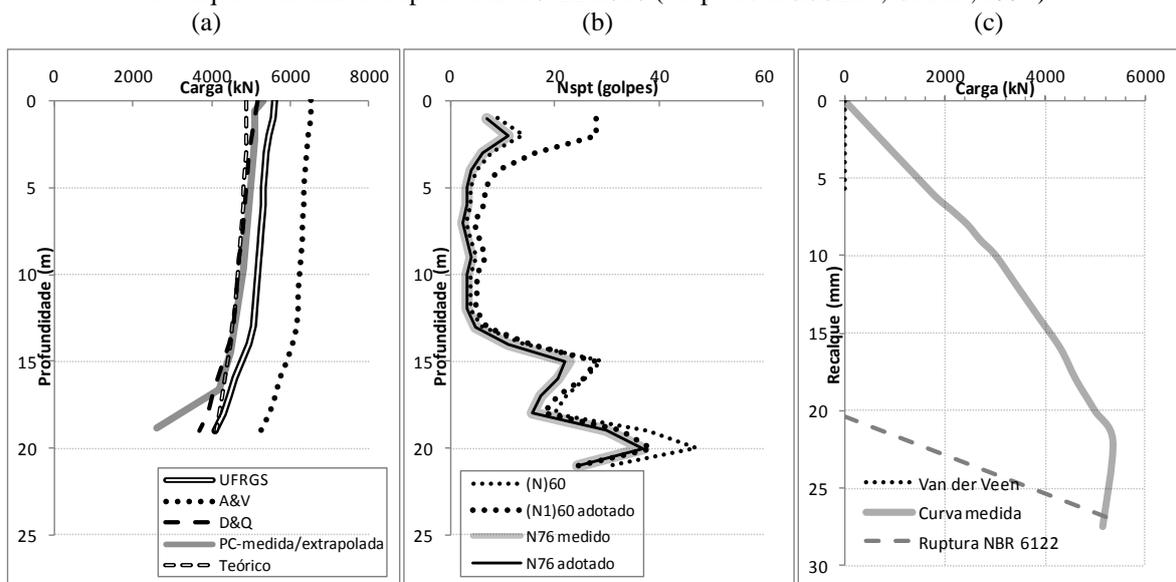


Figura 147: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALTAEE et al., 1992)

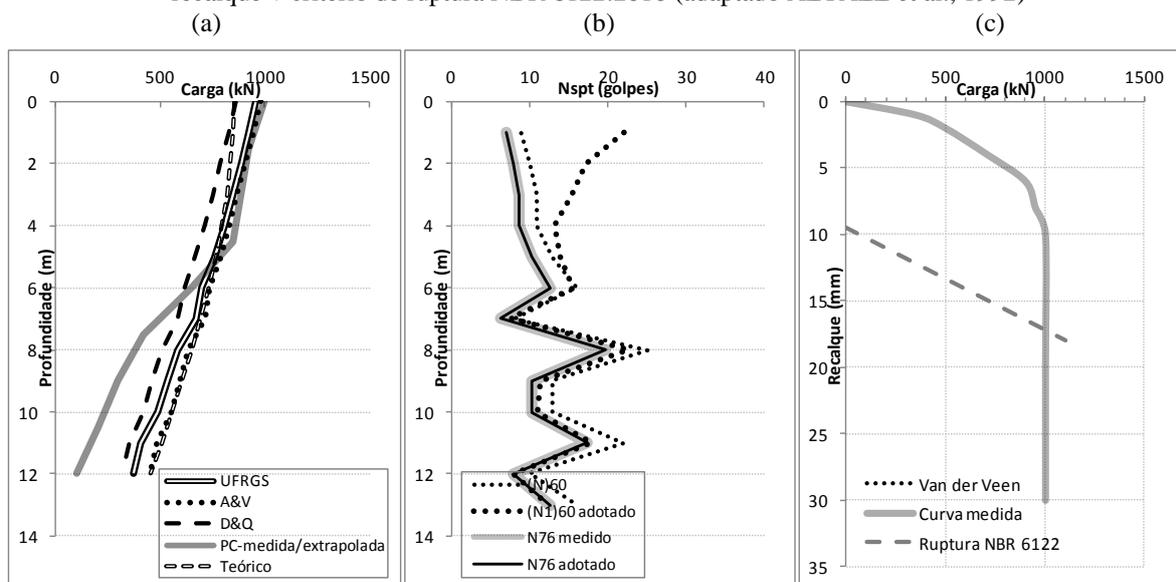


Figura 148: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado GREGERSEN et al., 1973)

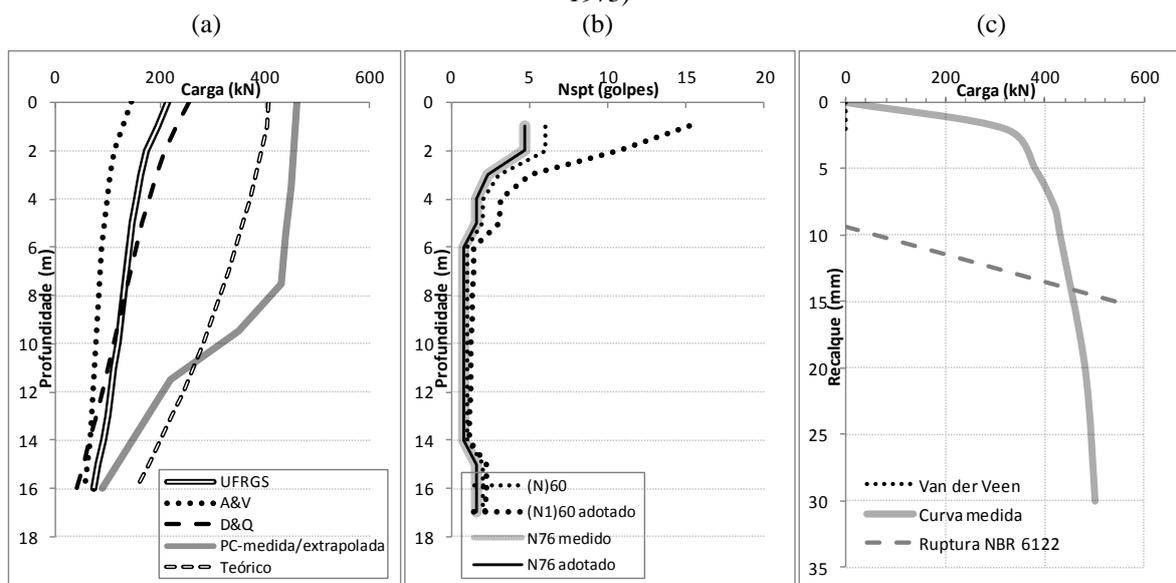


Figura 149: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado GREGERSEN et al., 1973)

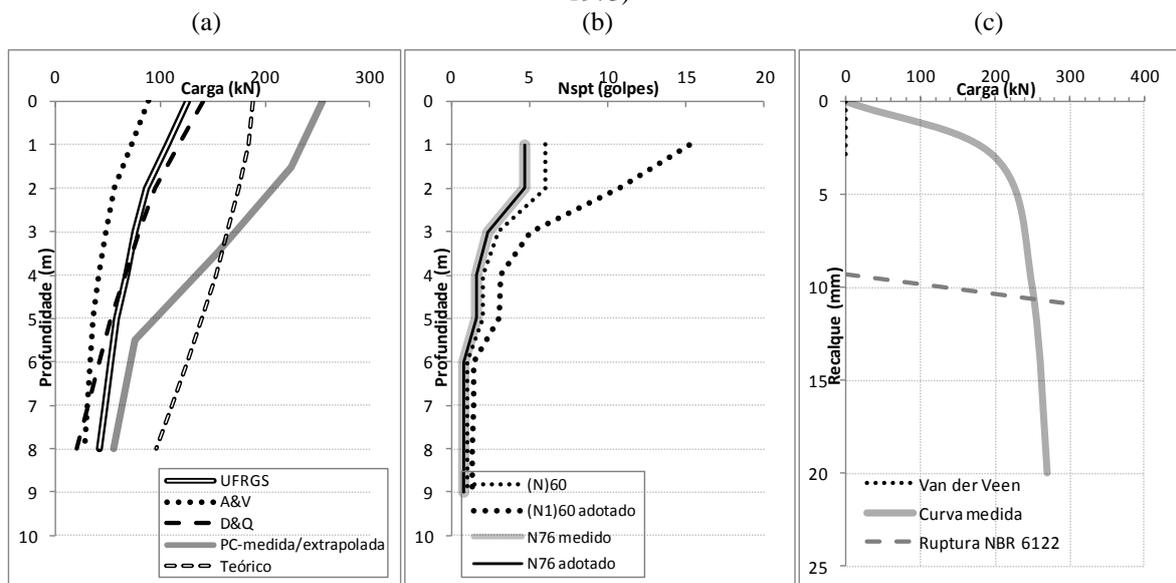


Figura 150: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado PANDO et al., 2003)

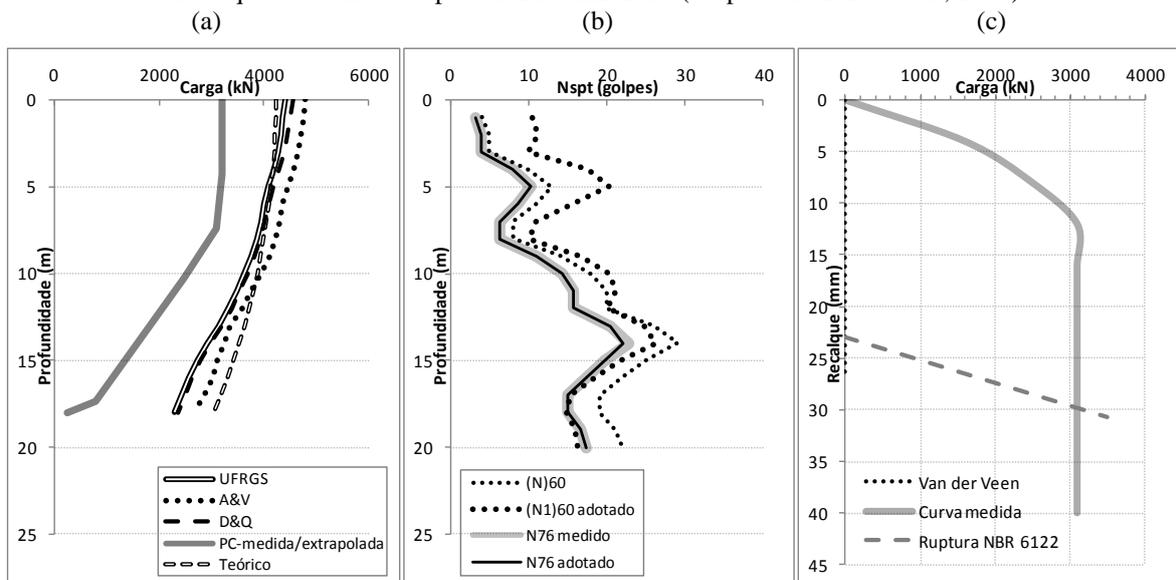


Figura 151: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado GYOTEN et al., 1982)

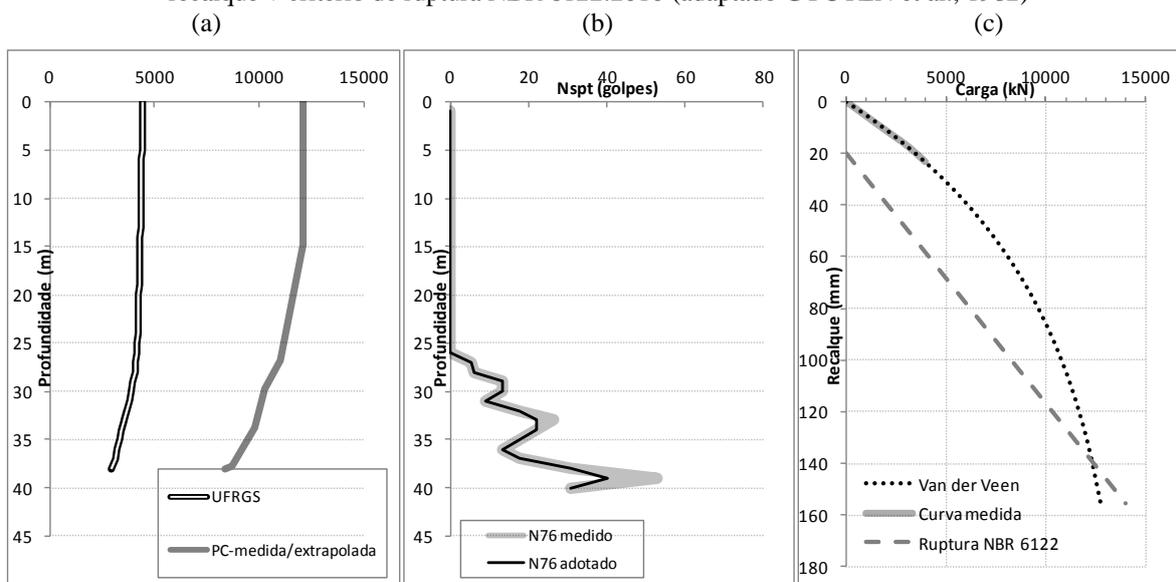


Figura 152: (a) mobilizações estimadas e medidas (b) perfis SPT (c) carga *versus* recalque + critério de ruptura NBR 6122:2010 (adaptado ALBUQUERQUE, 2001)

