Dissertação de Mestrado

Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana

Autor: Eduardo Vidal Cabral

Orientadora: Bernadete Ragoni Danziger
Co-orientador: Marcus Pacheco

Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia
PGECIV – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Julho de 2008

Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana

Eduardo Vidal Cabral

Dissertação apresentada ao PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Geotecnia.

Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada

Bernadete Ragoni Danziger

Prof[a]. Bernadete Ragoni Danziger, DSc – Presidente / Orientadora
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ

Prof. Marcus Peigas Pacheco, PhD – Co-Orientador
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ

Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, PhD
COPPE/UFRJ

Prof. Sandro Salvador Sandroni, PhD
Ex Puc/RJ e COPPE/UFRJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Julho de 2008.

Ficha Catalográfica

C117
CABRAL, EDUARDO VIDAL

Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana [Rio de Janeiro] 2008.

xxii , 136 p. 29,7 cm (FEN/UERJ, Mestrado, PGECIV - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Área de Concentração: Geotecnia, 2008)

v, 136 f. : il. ; 30 cm

Dissertação - Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ

1. Fundações Profundas
2. Confiabilidade
3. Estudo do Caso

I. FEN/UERJ II. Título (série) CDU.624.151.2.1

A Deus, por iluminar meu caminho em todos os momentos dessa jornada. Aos meus familiares e amigos pelo incentivo constante.

Agradecimentos

Àquela que deu origem ao meu fascínio pelo assunto Fundações durante as suas brilhantes aulas ministradas na graduação da Universidade Federal Fluminense, sempre solícita, dedicada, delicada, exemplo de pesquisadora; minha orientadora Bernadete Ragoni Danziger. Ela esteve sempre presente em todos os momentos dessa caminhada, sendo o "carro chefe" dessa dissertação.

Ao meu co-orientador Marcus Pacheco, pelo enriquecimento do trabalho com seus conceitos estatísticos, pela generosidade e brilhantismo de sempre.

Aos Professores Paulo Eduardo Lima de Santa Maria e Sandro Sandroni pela generosidade de participarem da Banca examinadora.

Aos Professores do PGECIV Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, José Guilherme, Denise Gerscovich, Luiz Biondi e Luciano Lima e ao Professor Paulo Frederico Monteiro pelo apoio constante durante a Tese.

Ao meu avô Hermelindo de Souza Cabral (i.m) por ser o maior incentivador e entusiasta pela busca do conhecimento.

Aos meus pais Hermelindo Cabral e Edna Vidal pelo apoio incondicional em todos os momentos dessa jornada.

Ao meu tio Luiz Carlos Cabral pelo exemplo de profissional, ética e amor à profissão.

À minha vó Lila Cabral pelos carinhos e palavras de incentivo, além dos lanches maravilhosos dos finais de semana.

Ao meu irmão Diogo Vidal pelo apoio de sempre.

À minha tia Leocádia Correa pelas palavras de incentivo e o bom humor contagiante.

Aos meus tios João Batista Correa e Paulo pelas dicas profissionais e incentivos de sempre.

Ao amigo Gustavo da Incopre, pela ajuda na complementação dos dados.

À minha namorada Danielle Barbosa pelo amor, companheirismo e compreensão durante a elaboração desse trabalho.

A todos da Geoprojetos Engenharia, pelo incentivo de sempre.

Aos amigos Leonardo Marques, Leonardo Deotti e André Freitas.

À Construtora Agenco, em especial aos Engenheiros Guilherme Goldberg, Roberto Saad e Marcelo Jacomine pela disponibilização dos dados.

À PDI Engenharia, em especial à Gina Beim pelo suporte na utilização do Software GRLWEAP.

À Geomec, em especial à Engenheira Claudia Costa pela complementação dos dados dos ensaios de prova de carga dinâmica.

Aos amigos do Mestrado, Bruno Lima, Mariana Duarte, Marcos, Daniel, Jeffson, Ludma, em especial, ao grande amigo Juliano.

Aos amigos Ulisses Pivetti, Rodrigo Belém, Mauricio Sgarbi, Eduardo Melo, Aline Carvalho e Maria Luisa pelo apoio constante durante a elaboração da minha dissertação.

Resumo

Cabral, Eduardo Vidal; Danziger, Bernadete Ragoni (Orientadora); Pacheco, Marcus P. (Co-orientador). **Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana**. Rio de Janeiro, 2008. 136p. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

Nos diversos segmentos da Geotecnia e em especial na área de fundações, o engenheiro se depara com uma série de incertezas. Algumas destas incertezas são inerentes à variabilidade local do solo, às condições de carregamento, aos efeitos do tempo, às diferenças nos processos executivos, erros de sondagens, que influenciam diretamente a estimativa da capacidade de carga da fundação, seja por ocasião de seu carregamento estático, seja durante ou logo após a cravação.

O objetivo desta dissertação é a adaptação, a estacas em terra ("onshore"), de um procedimento concebido originalmente para emprego em estacas "offshore", que trata da atualização da estimativa da resistência durante a cravação, com base em registros documentados durante a execução. Neste procedimento a atualização é feita através da aplicação dos conceitos da análise Bayesiana, assumindo que os parâmetros da distribuição probabilística utilizada sejam variáveis randômicas. A incerteza dos parâmetros é modelada por distribuições "a priori" e "a posteriori". A distribuição "a posteriori" é calculada pela atualização da distribuição "a priori", utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contém a observação obtida dos registros de cravação.

O procedimento é aplicado a um conjunto de estacas de um extenso estaqueamento executado na Zona Oeste do Rio de Janeiro. As estimativas atualizadas são posteriormente comparadas aos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico.

Várias aplicações podem surgir com o emprego deste procedimento, como a seleção das estacas que, por apresentarem reduzido valor de estimativa atualizada de resistência, ou uma maior incerteza desta estimativa, devam ser submetidas a provas de carga.

A extensão deste estudo a diferentes tipos de estacas em perfis de solo de natureza distintos poderá levar ao desenvolvimento de sistemas mais adequados de controle de execução, capazes de identificar as principais incertezas presentes nos diferentes tipos de execução de estacas, contribuindo assim para a otimização de futuros projetos de fundações.

Palavras-chave

Fundações Profundas, Confiabilidade, Estudo de Caso.

Abstract

Cabral, Eduardo Vidal; Danziger, Bernadete Ragoni (Advisor); Pacheco, Marcus P. (Co-Advisor). **Contribution to the Reliability of Driven Piles by means of a Case Study with the Application of Bayesian Theory**, Rio de Janeiro, 2008. 136p. MsC. Dissertation – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

In several branches of Soil Mechanics, particularly on foundation design, engineers are faced with a series of uncertainties. Some uncertainties are due to local soil variability, loading conditions, time effects, differences in construction processes, errors in soil borings that may directly influence the bearing capacity of the foundation during static loading or after its driving, among others.

The present research aimed at the adaptation of a procedure originally conceived for offshore piles for use also in onshore piles. It consists in updating the soil resistance estimated during driving, based on driving records. In this approach the updating is performed by the application of Bayesian analysis, assuming that the parameters of the probabilistic distribution are random variables. The uncertainties of the parameters are modeled by “a-priori” and “a-posteriori” distributions. The “a-posteriori” distribution is calculated by updating the “a priori” distribution, using a maximum likelihood function which contains the information obtained from available driving records.

The procedure is applied to piles from an extensive piling of a construction located in the West Zone of Rio de Janeiro City. The updated estimates are then compared to results of dynamic loading tests.

Different practical applications can arise by using this procedure, as a better selection of piles for loading tests among those with the lowest updated bearing capacity or the greatest uncertainty in the updated predictions.

The extension of this study to different pile types in soil profiles of distinct nature may lead to the development of more adequate rules for execution control, thus contributing to the optimization of future deep foundations design.

Key-words

Deep Foundations, Reliability, Case Study

Sumário

1. Introdução 20

1.1. Relevância e Objetivos 20

1.2. Motivação 20

1.3. Estrutura da Dissertação 21

2. Revisão Bibliográfica 22

2.1. Introdução 22

2.2. Resistência do Solo durante a Cravação 22

2.2.1. Método de Toolan e Fox (1977) 23

2.2.1.1. Caso de argilas 24

2.2.1.2. Caso de areias 27

2.2.2. Método de Semple e Gemeinhardt (1981) 27

2.2.3. Método de Stevens et al. (1982) 31

2.2.3.1 Solos argilosos 32

2.2.3.2 Solos arenosos 32

2.3. Aplicação da Teoria Bayesiana ao Estudo da Confiabilidade das Fundações 34

3. Registros da Obra 38

3.1. Descrição da Obra 38

3.2. Caracterização Geotécnica 40

3.3. Tipo de Estaca Empregada 42

3.4. Execução do Estaqueamento 43

3.5. Controle do Estaqueamento 43

3.5.1. Ensaios Realizados 45

3.5.2. Escolha dos Setores Analisados na Presente Pesquisa 47

4. Estimativa da Resistência do Solo Durante a Cravação 48

4.1. Método de Decourt e Quaresma (1978) 49

4.2. Método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano 50

4.2.1. Estacas em solos não coesivos (de comportamento drenado) 50

4.2.1.1 Atrito Lateral 50
4.2.1.2. Resistência de ponta 51
4.2.2. Estacas em solos coesivos (de comportamento não drenado) 52
4.2.2.1. Atrito lateral 52
4.2.2.2. Resistência de ponta 54
4.2.3. Estacas em solos siltosos 55
4.2.4. Estacas em solos estratificados 55
4.2.5. Parâmetros geotécnicos selecionados 56
4.3. Valores Esperados e Variância da Capacidade de Carga 57
4.4. Considerações e Simplificações Empregadas na Análise 59
4.4.1. Divisão da área em regiões representativas 59
4.4.2. Simplificações Incluídas na Planilha do Método Decourt e Quaresma (1978) 60
4.5. Resultados das Análises para o Método de Decourt-Quaresma 65
4.6. Resultados das Análises para o Método US Army Corps of Engineers 68
4.7. Comparação entre as Estimativas "A Priori" da Resistência durante a Cravação pelos dois Modelos de Cálculo 70
5. Retro análise da Resistência do Solo Durante a Cravação a Partir dos Registros de Campo. Função de Verossimilhança 72
5.1. Generalidades 72
5.2. Procedimento Utilizado nas Análises da Estimativa "Objetiva" 75
5.3. Resumo dos Resultados do Valor Esperado e Variância da Estimativa "Objetiva" 78
6. Atualização da Capacidade de Carga 80
6.1. Generalidades 80
6.2. Resumo dos Resultados do Valor Esperado e Variância da Estimativa Atualizada "a Posteriori" 81
6.3. Qualidade da Atualização 84
6.4. Comparação entre as Estimativas "A Posteriori" da Resistência durante a Cravação pelos dois Modelos de Cálculo 86
7. Comparação entre as Resistências Atualizadas durante a Cravação ("A Posteriori") com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas 88
8. Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras 98

8.1. Conclusões **98**

8.2. Sugestões para Pesquisas Futuras **101**

Anexo A - Setores Analisados, Dados das Sondagens e Diagramas de Cravação das Estacas Analisadas **107**

Anexo B - Determinação do Valor Esperado e Variância para o Método de Decourt e Quaresma (1978) **115**

B.1. Atrito Lateral **115**

B.2. Resistência de Ponta **117**

Anexo C - Determinação do Valor Esperado e Variância para o Método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano **119**

C.1.1. Atrito Lateral 119
C.1.1.1. Estacas em solos não coesivos 119
C.1.1.2. Estacas em solos coesivos 121
C.1.2. Resistência de Ponta 121
C.1.2.1. Solos Arenosos 121
C.1.2.2. Solos argilosos 121

Anexo D - Método de Decourt e Quaresma (1978) **122**

Anexo E - Resultados das Análises para a Estaca P169 do Setor M para o Método de Decourt e Quaresma **126**

Anexo F - Resultados das Análises para a Estaca P169 do Setor M para o Método do US Army Corps of Engineers (2005) **127**

Anexo G - Procedimento Utilizado nas Análises da Estimativa "Objetiva" para a Estaca P157 do Setor M **133**

Lista de Figuras

Figura 2.1. Aplicação típica do Método de Toolan e Fox (1977). 25
Figura 2.2 – Efeito do pré-adensamento na resistência ao cisalhamento não drenada..... 29
Figura 2.3 – Fator de capacidade de carga ajustado em função do OCR. 30
Figura 2.4 Fator de segurança e probabilidade de ruptura, Lacasse e Nadim (1994). 34
Figura 2.5 Relação entre as distribuições “a priori”, a função de verossimilhança e a distribuição “a posteriori”..... 36
Figura 3.1 - Localização do Empreendimento (após a construção). 38
Figura 3.2 – Divisão dos Setores e Quadras. 39
Figura 3.3 - Ilustração do Embasamento. 39
Figura 3.4 – Resultados dos ensaios Vane de campo, Geoprojetos (2004). 41
Figura 3.5 – Análise do Controle do Estaqueamento (caso típico)..... 44
Figura 4.1 Fator de capacidade de carga N_q , US Corps of Engineers (2005)..... 52
Figura 4.2 Valores de α em função de S_U , US Corps of Engineers (2005). 53
Figura 4.3 Valores de α1 e α2 para estacas muito longas, US Corps of Engineers (2005). 54
Figura 4.4 Planta com regiões representativas para cada grupo de sondagens. 59
Figura 4.5 Perfil típico do Grupo D de sondagens do Setor M. 60
Figura 4.7 Coeficiente de Correlação para análise com N_{AJUST} utilizando-se o artifício do Expurgo. .. 62
Figura 4.8 Coeficiente de Correlação para análise com fs_{AJUST}. 63
Figura 4.9. Comparação da resistência com a profundidade levando-se em consideração a análise do embuchamento da Estaca P157, do Grupo D de Sondagens do Setor M. 64
Figura 4.10. Correlação, passando pela origem, entre os valores esperados “a priori” de resistência oferecida pelo solo durante a cravação pelos dois modelos. 71
Figura 5.1. Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração. ... 76
Figura 5.2. Obtenção dos limites (inferior e superior) do número de golpes por penetração, correspondentes ao valor esperado da resistência mobilizada durante a cravação. 76
Figura 5.3. Obtenção dos limites (inferior e superior) da resistência do solo durante a cravação em função do número de golpes por penetração. 78
Figura 6.1. Relação entre as distribuições “a priori”, de verossimilhança e “a posteriori” das resistências do solo durante a cravação, Guttormsen (1987), Lacasse e Goulois (1989), Lacasse et al. (1991). 80
Figura 6.2. Correlação, passando pela origem, entre os valores esperados “a posteriori” de resistência oferecida pelo solo durante a cravação pelos dois modelos. 87
Figura 7.1. Gráfico de Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método de Decourt e Quaresma para estimativa a priori. 91

Figura 7.2. Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método do Us Corps para estimativa a priori. 93
Figura 7.3. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização procedida pelo método de Decourt-Quaresma (1978). 94
Figura 7.4. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização procedida pelo método do US Corps of Engineers..... 94
Figura 7.5. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método de Decourt-Quaresma (1978). Estacas com ponta em solo residual arenoso. 95
Figura 7.6. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método Decourt-Quaresma (1978). Estacas com ponta em solo residual argiloso. 95
Figura 7.7 Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método do US Corps of Engineers (2005). Estacas com ponta em solo residual arenoso. 96
Figura 7.8. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método do US Corps of Engineers (2005). Estacas com ponta em solo residual argiloso. 97
Figura A.1. Nuvem de NSPT para o Setor N. 107
Figura A.2. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor N. 108
Figura A.3. Nuvem de NSPT para o Setor M. 109
Figura A.4. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor M. 110
Figura A.5. Nuvem de NSPT para o Setor G. 111
Figura A.6. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor G. 112
Figura A.7. Nuvem de NSPT para o Setor F. 113
Figura A.8. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor F. 114
Figura G.1. Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração obtido para a Estaca P157 do Setor M. 133
Figura G.2. Obtenção dos limites (inferior e superior) do número de golpes por penetração, correspondentes ao valor esperado da resistência mobilizada durante a cravação para a estaca P157 do Setor M. 134
Figura G.3. Obtenção dos limites (inferior e superior) da resistência do solo durante a cravação em função do número de golpes por penetração para a Estaca P157 do Setor M. 136

Lista de Tabelas

Tabela 2.1. Valores de δ e $f_{máx}$ propostos por Stevens et al (1982). 33

Tabela 2.2 Valores de N_q e $q_{\max}$ propostos por Stevens et al (1982). 33

Tabela 3.1 – Descrição Geotécnica da Camada Superficial Muito Mole, Sandroni e Deotti (2008). ... 40

Tabela 3.2 – Parâmetros de Compressibilidade e Resistência da Camada Superficial Muito Mole, Sandroni e Deotti (2008). 41

Tabela 3.3 – Cargas de trabalho das estacas do Embasamento (Geomec, 2006). 43

Tabela 3.4 Distribuição das Provas de Carga Dinâmica nos Embasamentos. 45

Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios e fator de segurança de cada estaca ensaiada..... 46

Tabela 3.6 – Resumo das variabilidades para seleção dos setores analisados. 47

Tabela 4.1. Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo durante a cravação para os Setores Analisados. 65

Tabela 4.2. Comparação entre os coeficientes de variação da parcela de ponta e atrito na previsão “a priori” para o Setores analisados. 66

Tabela 4.3. Natureza do solo no trecho de embutimento da ponta da estaca. 67

Tabela 4.4. Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo durante a cravação para o Método do US Army Corps of Engineers (2005) para os Setores analisados. 68

Tabela 4.5. Comparação entre os coeficientes de variação da parcela de ponta e atrito na previsão “a priori” para o Método do US Army Corps of Engineers (2205) para os Setores analisados. 69

Tabela 5.1. Parâmetros da distribuição da função de verossimilhança da resistência do solo durante a cravação para os Setores analisados. 78

Tabela 6.1. Parâmetros da distribuição “a posteriori” da resistência do solo durante a cravação para o Método de Decourt-Quaresma para os Setores analisados. 82

Tabela 6.2. Parâmetros da distribuição “a posteriori” da resistência do solo durante a cravação para o Método do US Army Corps (2005) para os Setores analisados. 83

Tabela 6.3. Verificação da qualidade da atualização para os Setores analisados levando-se em consideração o Método de Decourt e Quaresma para análise a priori..... 85

Tabela 6.4. Verificação da qualidade da atualização para os Setores analisados levando-se em consideração o Método do US Army Corps os Engineers para análise a priori. 85

Tabela 7.1. Relação das estacas analisadas, data do final da cravação, da realização dos ensaios, intervalo entre os dois eventos e natureza do solo na profundidade de embutimento da ponta das estacas. 88

Tabela 7.2. Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método de Decourt e Quaresma para estimativa a priori. 89

Tabela 7.3. Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método do Us Corps para estimativa a priori. 91

Tabela B.1. Valores de Decourt e Quaresma, (1978). 118
Tabela D.1. Valores de adesão sugeridos por Decourt e Quaresma (1978). 122
Tabela D.2. Valores de C utilizados por Decourt para estacas escavadas. 125

Lista de Símbolos

A_I	Área lateral interna
A_P	Área de ponta total da estaca (anel e bucha)
A_S	Área lateral externa
A_W	Área de ponta do anel da estaca
c_a	Adesão entre a argila e a estaca
C_C	Índice de compressão virgem
D	Indicador de falha
D_C	Profundidade crítica
e	Índice de vazios
e_f	Valor médio da eficiência do ensaio SPT
F_P	Fator de capacidade de carga
f_i	Atrito unitário interno durante a cravação
f_s	Atrito unitário externo durante a cravação
IP	Índice de Plasticidade
L	Comprimento da estaca
n	Número de camadas de solo
N_q	Fator de capacidade de carga
N_C	Fator de capacidade de carga
N_{SPT}	Valor do N_{SPT} padrão brasileiro
$N_{SPT\ EUA}$	Valor do N_{SPT} padrão americano
OCR	Razão de pré-adensamento (Over Consolidation Ratio)
p_a	Tensão de referência
P	Perímetro da estaca
q_C	Resistência de ponta do cone
q_p	Resistência unitária de ponta durante a cravação
Q_P	Parcela de carga de ruptura resultante da ponta da estaca
Q_{rupt}	Capacidade de carga da estaca
q_S	Adesão ao longo do fuste
Q_S	Parcela de carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste

q_T	Resistência de ponta corrigida do piezocone
Q_U	Carga de ruptura da estaca
R	Coeficiente de explicação
SRD	Resistência do solo mobilizada durante a cravação da estaca
SRD_{PCD}	Resultado da prova de carga dinâmica
S_U	Resistência não drenada da argila.
S_{UNC}	Resistência não drenada das argilas normalmente adensadas
S_{ur}	Resistência amolgada da argila
I	Resistência média do cone abaixo da ponta da estaca
II	Resistência mínima do cone medida abaixo da ponta da estaca e acima da mesma
α	Fator de adesão
δ	Ângulo de atrito entre a estaca (metálica) e o solo
ΔQ_S	Variação do atrito lateral estimado pelo método estático da API
ΔR_S	Variação do atrito lateral durante a cravação
ϕ	Diâmetro da Estaca
ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ_{tc}	Ângulo de atrito para camadas de solos arenosos em ensaios triaxiais de compressão
μ_N	Valor esperado do número de golpes
$\mu_{\tau_{\lim ite}}$	Valor do atrito lateral unitário limite
μ_Q^P	Valor esperado da resistência prevista originalmente (“a priori”)
μ_Q^L	Valor esperado da resistência a partir dos dados de cravação no campo (função de verossimilhança)
$\mu_{Q_{rupt}}$	Valor esperado da capacidade de carga
η_1	Limite inferior do número de golpes
η_2	Limite superior do número de golpes
k	Coeficiente de empuxo
Ω	Coeficiente de variação relativo à incerteza das demais variáveis
σ_Q^P	Desvio padrão “a priori”
σ_V'	Tensão efetiva vertical

$\sigma^2{}_H$	Variância relativa à eficiência do martelo
$\sigma^2{}_L$	Variância relativa à incerteza nos demais parâmetros.
σ_T^2	Variância total
σ_Q^2	Variância da distribuição atualizada da resistência do solo durante a cravação (“a posteriori”)
$\sigma_P^{2,P}$	Variância da distribuição prevista originalmente, pelos ensaios de campo, “a priori”
$\sigma_Q^{2,L}$	Variância obtida a partir dos registros de cravação (pela função de verossimilhança)
$\sigma_{Q_{rupt}}^2$	Variância da capacidade de carga
τ_S	Resistência unitária por atrito lateral

Lista de Abreviaturas

API	*American Petroleum Institute*
CAPWAP	*Case Pile Wave Analysis Program*
CPT	*Cone Penetration Test*
CPTU	*Cone Penetration Test* com medida de poropressão
FEN	Faculdade de Engenharia
FOSM	*First Order Second Moment*
NGI	*Norwegian Geotechnical Institute*
PGECIV	Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil
SPT	*Standard Penetration Test*
SRD	*Soil Resistence During Driving*
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

“Um homem não é grande pelo que faz, mas pelo que renuncia”.

Albert Schweitzer

1. Introdução

1.1. Relevância e Objetivos

Na área de fundações, a exemplo dos diversos segmentos da Geotecnia, o engenheiro se vê diante de uma série de incertezas. Algumas incertezas são inerentes à variabilidade natural do solo, mesmo em depósitos relativamente homogêneos, à determinação das solicitações atuantes nos elementos de fundação, aos efeitos do tempo, às diferenças nos processos construtivos, erros humanos, erros de sondagens, entre outras. Estas incertezas influenciam diretamente a estimativa da capacidade de carga da fundação, seja por ocasião de seu carregamento estático, seja durante ou logo após a cravação.

O objetivo desta dissertação é a adaptação, a estacas em terra ("on-shore"), de um procedimento concebido originalmente para emprego em estacas "offshore", que trata da atualização da resistência do solo mobilizada pela estaca durante a cravação com base em registros documentados durante a execução. Neste procedimento a atualização é procedida através da aplicação dos conceitos da análise Bayesiana, assumindo que os parâmetros da distribuição probabilística utilizada são variáveis randômicas. A incerteza dos parâmetros é modelada por distribuições "a priori" e "a posteriori". A distribuição "a posteriori" é calculada pela atualização da distribuição "a priori", utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contém a observação obtida dos registros de cravação.

O procedimento é aplicado a um conjunto de estacas de um extenso estaqueamento executado na Zona Oeste do Rio de Janeiro. Estas estacas foram selecionadas entre aquelas que foram submetidas a ensaio de carregamento dinâmico.

Vislumbra-se uma série de futuras aplicações práticas deste procedimento, entre as quais a seleção, num extenso estaqueamento, das estacas a serem submetidas a provas de carga.

1.2. Motivação

A disponibilidade de uma vasta documentação, com registros completos de execução de um estaqueamento muito extenso, possibilitou o desenvolvimento desta pesquisa. O autor teve a oportunidade de trabalhar no projeto desta obra, tendo também observado, quando das visitas à obra, o controle da execução das estacas, cujos registros foram cedidos como banco de dados para o desenvolvimento da pesquisa.

A motivação surgiu da possibilidade de analisar a aleatoriedade das principais variáveis envolvidas nos modelos de cálculo empregados na estimativa “a priori” e da atualização desta estimativa, obtendo-se uma estimativa “a posteriori”. Esta atualização resulta numa estimativa da resistência mobilizada durante a cravação com maior confiabilidade, uma vez que a incerteza diminui com a incorporação, na análise, de registros de campo específicos da estaca executada. O procedimento objetiva contribuir para uma melhor avaliação do desempenho de fundações.

1.3. Estrutura da Dissertação

Após esta introdução é apresentada no capítulo 2 uma revisão bibliográfica sobre o assunto, onde se procurou resumir os métodos usualmente empregados na estimativa da resistência do solo durante a cravação de estacas “offshore”. Nesta revisão bibliográfica também foi destacada a aplicação da teoria Bayesiana ao estudo da confiabilidade das fundações.

O capítulo 3 resume os registros da obra, caracterizando o subsolo, o tipo de estaca empregada e o controle do estaqueamento.

O capítulo 4 trata da estimativa “a priori” da resistência do solo durante a cravação. Neste capítulo se concentram as principais contribuições deste trabalho, uma vez que foram introduzidas algumas adaptações a dois métodos de cálculo de estimativa de capacidade de carga estática que costumam ser empregados em estacas em terra, visando prever as condições de resistência presentes ao final da cravação. Estas adaptações foram feitas com base na experiência empregada nas análises offshore, descritas no capítulo 2. Cabe destacar também o desenvolvimento das expressões que determinam o valor esperado e a variância da estimativa “a priori” para os dois métodos empregados na pesquisa.

O capítulo 5 apresenta a retro-análise da resistência do solo durante a cravação, na qual se baseia a estimativa da distribuição probabilística de verossimilhança.

O capítulo 6 apresenta a atualização da estimativa do solo durante a cravação, com a aplicação direta da teoria Bayesiana.

No capítulo 7 são comparadas as estimativas atualizadas da resistência do solo durante a cravação com os resultados das provas de carga dinâmicas, realizadas após certo intervalo da cravação.

O capítulo 8 resume as principais conclusões da pesquisa, bem como algumas sugestões para trabalhos futuros nesta área.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

Este capítulo contempla uma revisão bibliográfica breve dos principais temas abordados no trabalho de pesquisa: a resistência do solo durante a cravação e a metodologia de atualização da capacidade de carga, a partir dos registros de cravação, utilizando o enfoque de Bayes (Ang e Tang, 1984).

2.2. Resistência do Solo durante a Cravação

A resistência estática mobilizada durante a cravação contínua de uma estaca difere da capacidade de carga estática, embora sua estimativa seja procedida de forma bastante similar. A resistência durante a cravação, conhecida na literatura como SRD, “soil resistance during driving”, é que deve ser relacionada ao número de golpes por penetração numa análise pela equação da onda. Semelhantemente à estimativa pelos métodos estáticos, a resistência durante a cravação é a soma das forças de resistência mobilizadas ao longo do fuste e na ponta da estaca. A resistência de ponta é estimada através do produto da resistência unitária mobilizada na ponta multiplicada pela área da base da estaca e o atrito lateral é obtido pela soma das parcelas obtidas pela multiplicação do atrito médio mobilizado durante a cravação em cada uma das camadas pela área da superfície de embutimento da estaca na camada considerada.

Vários métodos de cálculo são disponíveis para a determinação do atrito lateral unitário e da resistência de ponta, seja através de resultados de ensaios de laboratório, realizados em amostras de solo, seja através de ensaios de campo. Os métodos mais aplicados na engenharia “offshore” são os métodos derivados da API (American Petroleum Institute, 2002) ou do método conhecido como CPT (De Ruiter e Fox, 1975; Begemann, 1963; Toolan e Fox, 1977). O primeiro é baseado em resultados de ensaios de laboratório em amostras retiradas do local da obra. O problema inerente a este método consiste na possibilidade de amolgamento das amostras durante sua retirada e preparação dos corpos de prova no laboratório, além da necessidade de estimativa das tensões efetivas. O segundo método utiliza os dados de resistência do solo obtidos de ensaios de penetração do cone: resistência de ponta do cone e atrito lateral local. Como o CPT é um ensaio de campo, ele implicitamente reflete de forma mais adequada as propriedades do solo in situ,

como densidade, e estado de tensões no local. A base do método CPT é, portanto, o uso direto dos valores medidos in situ para a determinação da capacidade de carga.

Os métodos mais utilizados na prática para a estimativa da resistência durante a cravação serão resumidos a seguir. Cabe destacar que estes métodos são originários da experiência em estacas “offshore”, embora os seus autores não façam qualquer restrição à sua utilização em estacas em terra, uma vez que o comportamento da estaca é o mesmo nas duas situações. As diferenças por ocasião das aplicações se concentram no fato das estacas offshore serem, predominantemente, de ponta aberta e os dados disponíveis das investigações geotécnicas serem normalmente mais completos nas aplicações “offshore”. As estacas de ponta aberta podem se comportar como embuchadas ou não embuchadas, como considerado nos diferentes métodos. No item 4.1 serão apresentadas as adaptações adotadas na presente pesquisa para a aplicação dos métodos de previsão da resistência do solo durante a cravação às estacas pré-moldadas analisadas.

2.2.1. Método de Toolan e Fox (1977)

Este método, conhecido também como método CPT, faz inicialmente a distinção entre o comportamento embuchado e não embuchado durante a cravação.

Se o solo no interior da estaca (bucha) penetra no interior da estaca durante a cravação, a SRD deve ser calculada através do atrito interno, do atrito externo e da resistência de ponta desenvolvida ao longo da seção do anel.

No trecho da cravação em que o solo no interior da estaca (bucha) não penetra no interior da estaca, o atrito interno é maior do que a resistência de ponta mobilizada na área da bucha. O solo no interior da estaca (bucha) irá sempre se comportar de maneira a produzir a menor resistência à penetração.

Desta forma, Toolan e Fox (1977) ressaltam que a qualquer profundidade a resistência do solo durante a cravação, SRD, será o menor valor entre:

$$\text{SRD} = \sum f_s \; A_s \; + \sum f_i \; A_i \; + q_p \; A_w \qquad (2.1)$$

e

$$\text{SRD} = \sum f_s \; A_s + q_p \; A_p \qquad (2.2)$$

onde:

f_s é o atrito unitário externo durante a cravação;

f_i é o atrito unitário interno durante a cravação;

q_p é a resistência de ponta durante a cravação;

A_S , A_i , A_W , A_P são, respectivamente, a área lateral externa, a área lateral interna, a área de ponta do anel e a área de ponta total (anel e bucha).

De Ruiter e Beringen (1979) ressaltam que, no cálculo da capacidade de carga estática, a condição embuchada ocorre com freqüência em solos com pequena resistência de ponta, como em argilas e siltes, enquanto que a condição não embuchada é mais provável em areias densas. Já no caso de estacas tracionadas, a condição embuchada ou não embuchada não tem relevância, sendo geralmente desprezado o peso do solo no interior da estaca. Já no cálculo da resistência mobilizada durante a cravação (SRD), De Ruiter e Beringen (1979) comentam que medições da bucha imediatamente após ou mesmo durante a cravação indicam, na maior parte dos casos, que a condição embuchada em geral não ocorre.

O autor da presente tese considera que os comentários de De Ruiter e Beringen (1979) em relação à condição não embuchada durante a cravação sejam apenas relativos a estacas “offshore” metálicas, de ponta aberta, com diâmetros internos ligeiramente inferiores aos diâmetros externos. Em relação a estacas de obras em terra, de concreto, possuindo diâmetros internos da ordem da metade dos externos, a situação embuchada deve ser a mais comum. Neste trabalho de pesquisa, considera-se mais adequado avaliar as duas condições, por ocasião do cálculo da resistência durante a cravação, e tomar o menor valor como o mais provável. Esta será a abordagem empregada.

2.2.1.1. Caso de argilas

Toolan e Fox (1977) salientam que durante a cravação, o solo argiloso é cisalhado até a ruptura na interface ao longo do fuste da estaca por cada golpe do martelo. A argila no entorno da estaca é deslocada de forma a acomodar o acréscimo de volume da estaca durante a penetração. O deslocamento, cisalhamento e compressão causam o amolgamento do solo e o desenvolvimento do acréscimo de poropressão. Desta forma, durante a cravação contínua, os citados autores recomendam o emprego da resistência amolgada, tanto externamente como também internamente, no caso da estaca de ponta aberta. Segundo os autores, a medida direta da resistência amolgada é difícil, particularmente em argilas pré-adensadas, podendo ser estimada indiretamente a partir do

limite de liquidez, usando as relações propostas por Skempton e Northey (1952) e Houston e Mitchell (1959).

No cálculo da resistência de ponta, os autores sugerem que, uma vez que o CPT é um ensaio que procura reproduzir a penetração de uma estaca, a resistência de ponta possa ser calculada diretamente da resistência de ponta do cone, q_C, utilizando a expressão indicada na Figura 2.1.

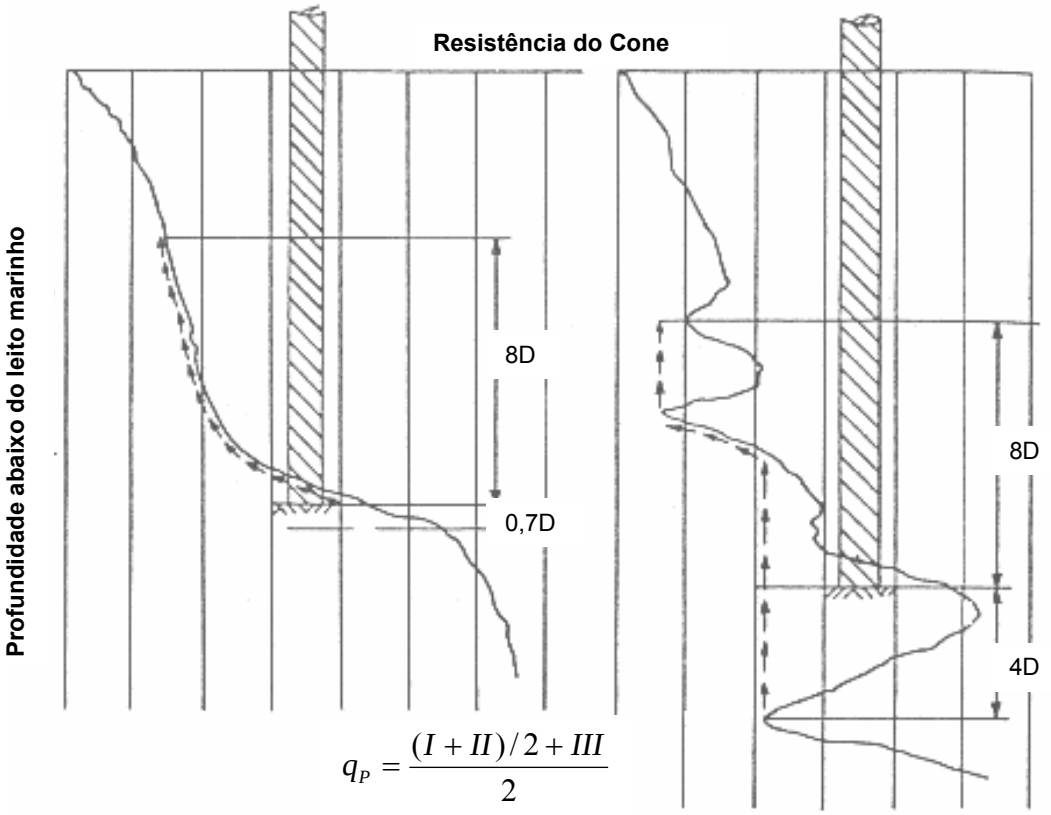


Figura 2.1. Aplicação típica do Método de Toolan e Fox (1977).

onde:

D – Diâmetro da Estaca;

I – Resistência média do cone abaixo da ponta da estaca em uma profundidade que pode variar entre 0.7D e 4D;

II – Resistência mínima do cone medida abaixo da ponta da estaca e acima da mesma no mesmo trecho, entre 0.7D e 4D;

III – Média das envoltórias de resistência mínima do cone registradas acima da ponta da estaca num trecho que pode variar entre 6D e 8D. Na determinação desta média, os valores acima do valor mínimo selecionado em II deverão ser desconsiderados;

q_P – Resistência última unitária da ponta da estaca.

Toolan e Fox (1977) também recomendam que, no caso de não se ter o ensaio CPT, mas sim a resistência não drenada S_U , a resistência de ponta do cone possa ser estimada como:

$$q_c = 6 \; a \; 8 \; S_u \qquad (2.3)$$

para as argilas normalmente adensadas de alta sensibilidade,

$$q_c = 10 \; a \; 15 \; S_u \qquad (2.4)$$

para argilas normalmente adensadas de baixa sensibilidade e argilas levemente pré-adensadas

e

$$q_c = 15 \; a \; 30 \; S_u \qquad (2.5)$$

para argilas muito pré-adensadas.

Toolan e Fox (1977) comentam também que cessada a cravação, as poropressões começam a se dissipar e, como conseqüência da consolidação da argila, ocorre o aumento do atrito lateral. Por ocasião da recravação, a SRD será maior do que antes da interrupção na cravação. Este aumento na SRD é chamado de set-up.

A experiência daqueles autores é de que a resistência retro analisada do registro do número de golpes por ocasião de uma eventual recravação, meses após a cravação original, apresenta boa correlação com a capacidade de carga estática. No entanto, para pequenas interrupções na cravação a SRD se situa entre os valores determinados ao final da cravação contínua e por ocasião da recravação.

2.2.1.2. Caso de areias

Toolan e Fox (1977) consideram que no caso de areias a resistência mobilizada durante a cravação contínua e a recravação são iguais e ambas podem ser estimadas com base nas expressões fornecidas pelos autores para os métodos estáticos, ou seja,

$$q_p = q_c \qquad (2.6)$$

e

$$f_s = \frac{q_c}{300} \qquad (2.7)$$

Cabe destacar que a resistência de ponta q_c a ser considerada é igual à obtida através da média ponderada da resistência de ponta do cone medida acima e abaixo da ponta da estaca, como indicado na Figura 2.1. No cálculo da capacidade de carga estática os autores recomendam que a resistência de ponta seja limitada a 15 MPa e a resistência por atrito seja limitada a 120 kPa. No entanto, na determinação da resistência do solo durante a cravação nenhum limite é considerado na resistência de ponta, enquanto os autores mantêm o mesmo limite de 120 kPa para o cálculo da resistência por atrito lateral.

2.2.2.Método de Semple e Gemeinhardt (1981)

Semple e Gemeinhardt (1981) desenvolveram um método de previsão da resistência do solo durante a cravação contínua em solos argilosos com base na experiência de interpretação dos registros de instalação de estacas offshore e no banco de dados dos parâmetros do solo relacionados à razão de pré-adensamento.

Segundo os autores, a resistência obtida de registros de cravação offshore utilizando a análise através da equação da onda pode ser menor ou maior do que a prevista estaticamente, respectivamente para argilas normalmente adensadas e argilas pré-adensadas.

Semple and Gemeinhardt (1981) ressaltam que dados reportados por McClelland et al (1969), Aurora (1980) e Stockard (1980) indicam resistências durante a cravação contínua inferiores às capacidades de carga estáticas em argilas normalmente adensadas, enquanto que McClelland et al (1969), Fox et al (1970), Durning e Rennie (1978), citados pelos mesmos autores, ilustram registros de cravação que indicam resistências durante a

cravação superiores às capacidades de carga estáticas em argilas fortemente pré-adensadas.

Semple and Gemeinhardt (1981) analisaram, então, os registros de cravação offshore de seis casos de obra em argilas arenosas e siltosas, envolvendo estacas tubulares de grande diâmetro, visando correlacionar a resistência mobilizada durante a cravação com o grau de pré-adensamento.

Semple and Gemeinhardt (1981) salientam que apesar da experiência de muitos anos em análises de cravação de estacas pela equação da onda, muitas incertezas existem nos valores de certos parâmetros utilizados no modelo numérico de Smith (1960), sendo os mais relevantes, a energia de impacto do martelo e os parâmetros do modelo do solo. Os autores consideraram, no seu estudo, uma eficiência de 75% no impacto dos martelos a vapor, exceto nos casos para os quais haja instrumentação do martelo indicando algum valor específico. Para os casos de obra analisados, todos em estacas cravadas em argila, os autores consideraram um valor de quake de 2,5 mm e de amortecimento de atrito e ponta de 0,65 e 0,15 seg/m, respectivamente.

Quanto à utilização do quebrador de atrito interno, “internal shoe”, Semple and Gemeinhardt (1981) lembram que alguns autores acreditam que seu emprego elimine o atrito interno completamente, enquanto outros consideram reduções de 30 a 50 %. Semple and Gemeinhardt (1981) sugerem, no método proposto, que o atrito interno seja considerado igual ao externo, no caso de estacas com seção constante, e de cerca de 25% do atrito externo para estacas com quebrador de atrito interno (internal driving shoe).

Segundo Semple and Gemeinhardt (1981), em argilas normalmente adensadas muito plásticas, a resistência estimada durante a cravação a partir dos registros de campo é de 20 a 50% da capacidade de carga estática. Esta redução é atribuída ao amolgamento e perda de resistência ao cisalhamento em argilas muito sensíveis. Já nas argilas rijas, a experiência tem mostrado que a resistência do solo à cravação aumenta com a profundidade, até cerca de 20 a 30m, permanecendo então constante para maiores profundidades, enquanto a estimativa da capacidade de carga estática aumenta mais ou menos linearmente com a profundidade. Uma explicação para este comportamento seria o fato da resistência durante a cravação em argilas estar relacionada à razão de pré-adensamento (OCR). A pequena profundidade, o OCR é mais elevado, mas à medida que se avança na profundidade o OCR reduz rapidamente, tornando o solo próximo à condição de normalmente adensado na penetração final. Se a resistência durante a cravação estiver relacionada ao OCR, a resistência aumenta com a profundidade num gradiente decrescente.

Semple and Gemeinhardt (1981) lembram que a história de tensões, expressa pelo OCR, afeta de forma significativa o comportamento do solo. No cisalhamento não drenado, as argilas normalmente adensadas tendem a apresentar um amolecimento - “strain

softening" e ocorre a tendência de redução de volume, com desenvolvimento de poro pressões positivas. Já as argilas muito pré-adensadas têm uma tendência de comportamento dilatante no cisalhamento não drenado, resultando em desenvolvimento de poro pressões negativas. A operação de cravação causa cisalhamento e grandes deformações. Nos casos em que o OCR é muito alto, a pequenas profundidades, e diminui para valores bem menores, a profundidades maiores, a resistência do solo por ocasião da cravação pode inicialmente exceder o valor da capacidade de carga estática para depois reduzir em relação a este valor, com a profundidade. Os citados autores tiveram então a idéia de determinar um fator de capacidade de carga, com base na experiência obtida dos registros de cravação, que varia com o OCR, a ser aplicado ao valor calculado da resistência estática para a previsão da resistência do solo durante a cravação.

Os autores ilustram na Figura 2.2 resultados de ensaios de cisalhamento direto de alta qualidade relacionando OCR com a resistência não drenada de argilas.

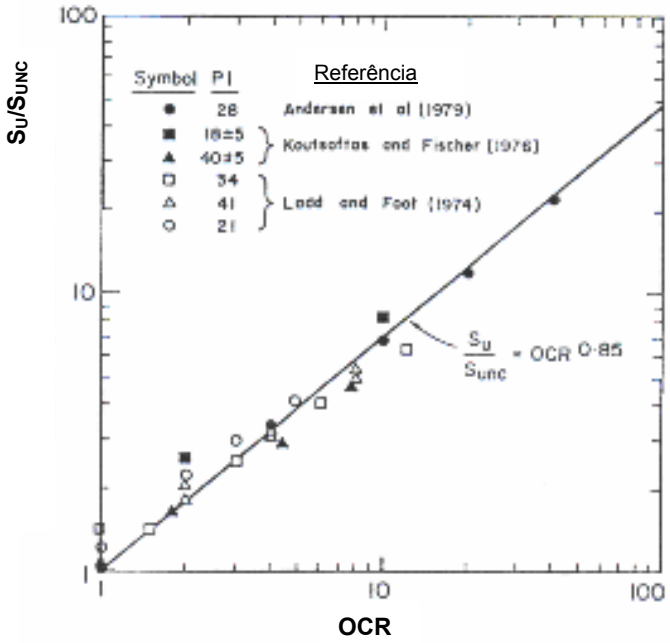


Figura 2.2 – Efeito do pré-adensamento na resistência ao cisalhamento não drenada.

Os autores sugerem que os valores de S_U normalizados em relação à resistência não drenada no estado normalmente adensado, S_{UNC}, podem ser utilizados com base no método da API para a determinação do atrito lateral no cálculo da resistência do solo durante a cravação (SRD).

A curva traçada a partir da Figura 2.2 (Ladd e Foot, 1974) é descrita pela equação:

$$S_u / S_{unc} = OCR^{0,85} \qquad (2.8)$$

A resistência não drenada de argilas normalmente adensadas pode ser estimada pela expressão de Skempton (1957):

$$S_{unc} / \sigma_v' = 0,11 + 0,0037\ IP \qquad (2.9)$$

sendo IP o índice de plasticidade da argila. Quando não forem disponíveis resultados de índice de plasticidade, os autores recomendam considerar a relação acima como 0,2.

Com base no banco de dados dos 6 casos de obra, Semple and Gemeinhardt (1981) ajustaram valores do fator de capacidade de carga F_P, através da comparação, para sucessivos incrementos de profundidade, entre a variação do atrito lateral estimado pelo método estático da API, ΔQ_S, com a variação do atrito lateral durante a cravação ΔR_S. As resistências de ponta unitárias foram consideradas as mesmas, tanto na determinação da capacidade de carga estática como da estimativa da resistência durante a cravação. Um total de 90 valores individuais de F_P foi obtido para as seis plataformas.

Os valores de F_P foram plotados em relação à S_U, profundidade e OCR. Os autores verificaram uma boa correlação quando F_P foi plotado com OCR, como indica a Figura 2.3. A equação representativa para F_P a partir do banco de dados é, então, apresentada pelos autores:

$$F_P = 0,5\ (OCR)^{0,3} \qquad (2.10)$$

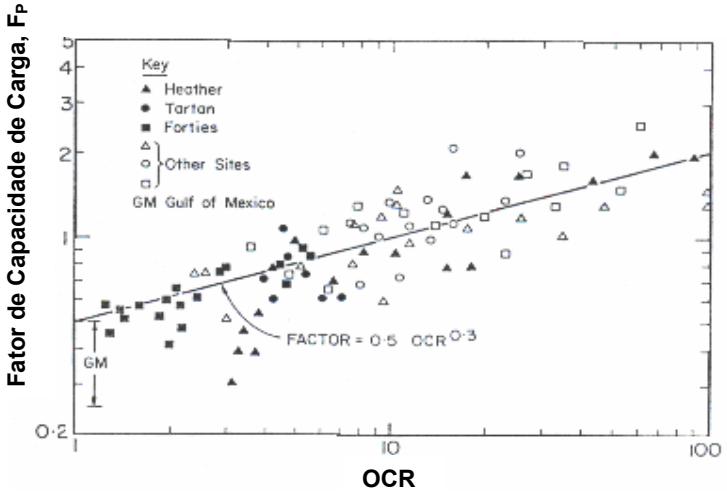


Figura 2.3 – Fator de capacidade de carga ajustado em função do OCR.

Os autores ressaltam que a expressão acima fornece um valor de F_P igual a 0,5 para uma argila normalmente adensada, em conformidade com a experiência considerável obtida no Golfo do México, que indica resistência do solo durante a cravação não superior à metade da estimada para a capacidade de carga estática. Já para uma camada de argila com um valor médio de OCR de 10, a resistência do solo durante a cravação pode ser prevista como da ordem daquela estimada no cálculo da capacidade de carga estática.

Para a aplicação do procedimento de cálculo proposto por Semple and Gemeinhardt (1981), os citados autores recomendam a determinação do atrito lateral com a profundidade a partir do método da API. Em argilas pré-adensadas, a resistência de atrito unitária deve ser limitada a 200 kPa. Os fatores de capacidade de carga F_P são incorporados neste cálculo, através da multiplicação de cada incremento de atrito lateral pelo valor de F_P apropriado ao valor médio de OCR para aquela faixa de incremento de profundidade. A resistência de ponta é, então, somada ao valor assim ajustado, do atrito acumulado obtendo-se a resistência do solo durante a cravação, SRD.

Tempos de repouso após o início das operações de cravação podem levar a um aumento adicional da resistência à cravação. Informações acerca do efeito de set-up são disponíveis na literatura. Os citados autores fazem referência a Housel (1950), Seed e Reese (1957), Eide et al (1961), Stermac et al (1969), Flaate (1972), Mc Clelland e Lipscomb (1972), Fox et al (1976) e Aurora (1980).

O autor da presente dissertação ressalta casos da experiência brasileira documentados por Gomes (1997) e Soares (2006), entre outros.

2.2.3. Método de Stevens et al. (1982)

Stevens et al. (1982) propuseram um procedimento para a estimativa da resistência do solo durante a cravação com base em correlações entre resultados de número de golpes previstos e medidos por ocasião da instalação de estacas de alguns casos de obra analisados. Nestes casos de obra analisados pelos citados autores, o desempenho dos martelos foi monitorado através do registro da força de impacto no tempo.

Os autores salientam que os valores de quake e coeficiente de amortecimento do modelo de interação solo x estaca de Smith (1960) não caracterizam propriedades intrínsecas do solo, mas são apenas coeficientes de correlação que incorporam todas as incertezas ainda não claramente compreendidas sobre o processo de cravação. No entanto, os autores também reconhecem que, apesar das incertezas, a análise pela equação da onda provou ser uma ferramenta valiosa na estimativa da cravabilidade de estacas quando da disponibilidade de um banco de dados que defina as propriedades do martelo e do solo.

Na utilização da equação da onda para a retro análise dos registros de cravação dos casos de obra analisados, os autores utilizaram valores de eficiência do martelo e propriedades dos coxins medidos através do histórico da força no tempo. Os parâmetros de quake utilizados foram de 2,54 mm para a ponta e o atrito. O amortecimento de atrito nas argilas diminui com o aumento da resistência, o que está de acordo com os resultados de laboratório de Coyle e Gibson (1968) e Heerema (1979). Para argilas duras o valor do amortecimento lateral foi considerado pelos autores como igual a 0,10 segundos/m e o de ponta de 0,5 segundos/m. Para areias o amortecimento lateral utilizado foi de 0,26 segundos/m e o de ponta de 0,5 segundos /m.

2.2.3.1 Solos argilosos

Para os solos argilosos, Stevens et al. (1982) sugerem a adoção do método de Semple and Gemeinhardt (1981), no qual os valores de atrito unitário são calculados pelo método da API e depois ajustados, incrementalmente, pelo fator de capacidade de carga F_P. O valor da resistência de ponta da API, sendo igual a:

$$q_p = S_u \; N_c \qquad (\ 2.11\ )$$

onde N_C é o fator adimensional de capacidade de carga, cujo valor proposto é 9.

2.2.3.2 Solos arenosos

Para os solos arenosos, o atrito lateral unitário durante a cravação contínua é estimado utilizando o mesmo procedimento empregado no cálculo estático, baseado na equação:

$$\mathrm{f} = \mathrm{K}\,\sigma_{\mathrm{v}}^{'}\,\tan\delta \qquad (\ 2.12\ )$$

onde:

k é o coeficiente de empuxo, tomado como 0,7;

σ_V' é a tensão efetiva vertical;

δ é o ângulo de atrito entre a estaca (metálica) e o solo.

A Tabela 2.1 apresenta os valores de δ e $f_{\max}$ propostos pelos citados autores.

Tabela 2.1. Valores de δ e $f_{máx}$ propostos por Stevens et al (1982).

Tipo de Solo	Atrito estaca x solo δ (graus)	Valor limite do atrito unitário (kN/m^2)
Areia	30	96
Areia siltosa	25	81
Silte arenoso	20	68
Silte	15	49

A resistência de ponta unitária é calculada como:

$$q_p = \sigma'_v \, N_q \qquad (2.13)$$

onde:

σ'_V é a tensão efetiva vertical;

N_q é o fator adimensional de capacidade de carga

A Tabela 2.2 apresenta os valores de $q_{\max}$ utilizados e propostos pelos citados autores.

Tabela 2.2 Valores de N_q e $q_{\max}$ propostos por Stevens et al (1982).

Tipo de solo	Fator de Capacidade de Carga N_q	Valor limite de $q_{\max}$ (MPa)
Areia	40	9,6
Areia siltosa	20	4,8
Silte arenoso	12	2,9
Silte	8	1,9

Para as areias calcárias os autores sugerem reduzir o valor de δ em 5 graus.

2.3. Aplicação da Teoria Bayesiana ao Estudo da Confiabilidade das Fundações

2.3.1. Generalidades

Lacasse e Nadim (1994) ressaltam que a previsão do comportamento de fundações não pode ser feita com exatidão face às variações espaciais das propriedades do solo, investigação limitada do subsolo, limitação nos modelos de cálculo, incerteza nos parâmetros do solo e incertezas nas cargas atuantes. Os citados autores salientam sobre a importância da adoção de enfoques de projeto racionais e bem documentados que informem e levem em conta as incertezas na análise dos parâmetros. A análise da confiabilidade permite que se mapeie e avalie as incertezas.

Os autores ilustram na Figura 2.4 os resultados da análise de confiabilidade na estaca mais carregada de uma plataforma offshore, instalada em 1976 e reanalisada em 1989, após nova investigação geotécnica. Esta figura revela que um elevado fator de segurança não significa, necessariamente, uma elevada margem de segurança, em razão da influência das incertezas nos parâmetros de análise na distribuição probabilística real do fator de segurança.

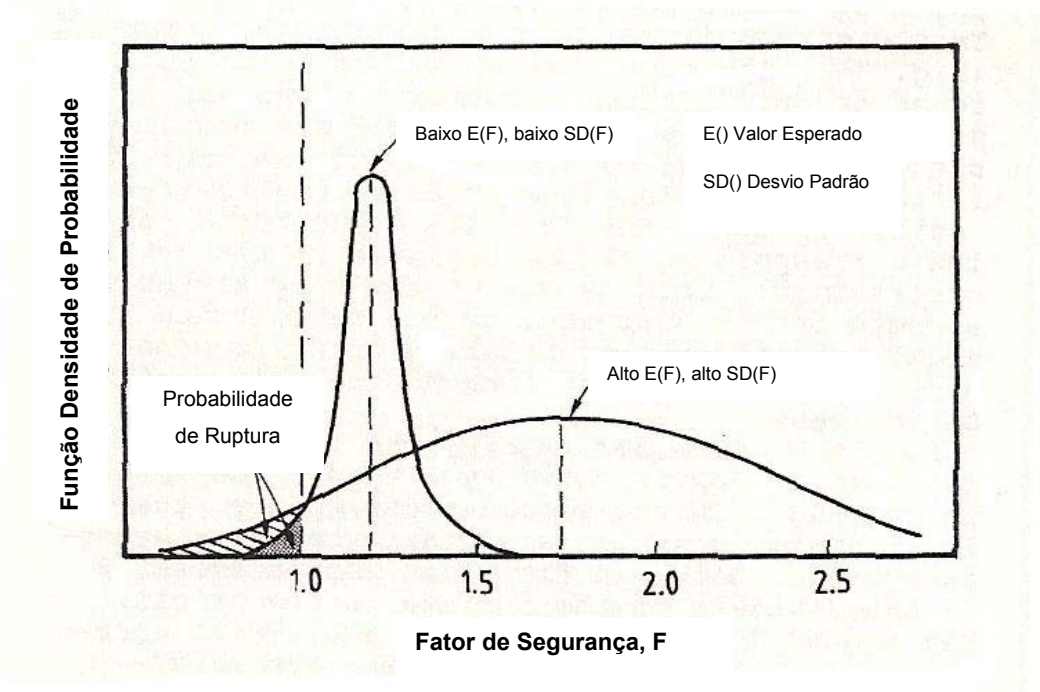


Figura 2.4 Fator de segurança e probabilidade de ruptura, Lacasse e Nadim (1994).

Os citados autores fazem referência a uma comunicação pessoal de Robert Olesen, do Det Norske Veritas Research, de que é melhor se estar “provavelmente correto do que exatamente incorreto”.

Um resumo de análise estatística do desempenho foi apresentado por Avelino (2006), que aplicou os conceitos descritos na análise probabilística do repique e de outros parâmetros, empregando o método da expansão em série de Taylor, gerando uma função da carga de ruptura mobilizada e, a partir dessa função, procedeu a uma análise da probabilidade de ruptura do estaqueamento.

2.3.2. Atualização da Resistência do Solo durante a Cravação através da Metodologia de Bayes

O enfoque de atualização da resistência do solo oferecida pela cravação de estacas através da metodologia de Bayes é uma aplicação de conceitos da probabilidade condicional.

O enfoque de Bayes assume que os parâmetros da distribuição probabilística utilizada são variáveis randômicas. A incerteza do parâmetro é modelada por distribuições “a priori” e “a posteriori”. A distribuição “a posteriori” é calculada pela atualização da distribuição “a priori”, utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contém a observação obtida de dados disponíveis.

Segundo Pacheco (2007) e reportando-se a Harr (1987) e Ang e Tang (1984), o teorema de Bayes apresenta-se muito útil em aplicações de Engenharia e resulta da regra da multiplicação, qual seja:

$$p\,(A_i / B) = \frac{p\,(B / A_i)\ x\ p\,(A_i)}{\sum_{i=1}^{m} p\,(B / A_i)\ x\ p\,(A_i)} \qquad (\ 2.14\ )$$

Onde:

$p(A_i / B)$ é a probabilidade (condicional) de ocorrência do evento A_i, dado que o evento B ocorreu, também chamada de probabilidade posterior (ou “a posteriori”),

$p(B / A_i)$ é a probabilidade (condicional) de ocorrência do evento B dado que o evento A_i ocorreu, que representa a nova informação (ou função de verossimilhança),

$p(A_i)$ é a probabilidade de ocorrer o evento A_i, chamada também de probabilidade anterior, ou “a priori”.

O valor de $\sum_{i=1}^{m} p\,(B/A_i)\ x\ p(A_i)$ é chamado fator de normalização ou de ponderação. Segundo Pacheco (2007), a expressão acima pode ser vista como uma média ponderada, sendo muito útil na atualização de probabilidades.

Esta ferramenta será utilizada na presente pesquisa para atualizar o valor esperado, bem como a variância, da distribuição probabilística da resistência oferecida pelo solo durante a cravação de estacas pré-moldadas executadas em um extenso estaqueamento. A metodologia é ilustrada na Figura 2.5, tendo sido utilizada originalmente por Guttormsen (1987) em aplicações a fundações offshore. Guttormsen (1987) ressalta que a metodologia de atualização de Bayes permite que um julgamento subjetivo, baseado em cálculos realizados “a priori”, sejam combinados com observações objetivas (função de verossimilhança), como, por exemplo, os registros obtidos por ocasião da cravação, resultando numa estimativa atualizada da resistência do solo oferecida durante a cravação. Guttormsen (1987) também comenta que este procedimento auxilia o engenheiro na organização, avaliação e acúmulo da experiência fornecida pelos registros de cravação, além de prover elementos para decisões in-situ quanto ao desempenho das estacas.

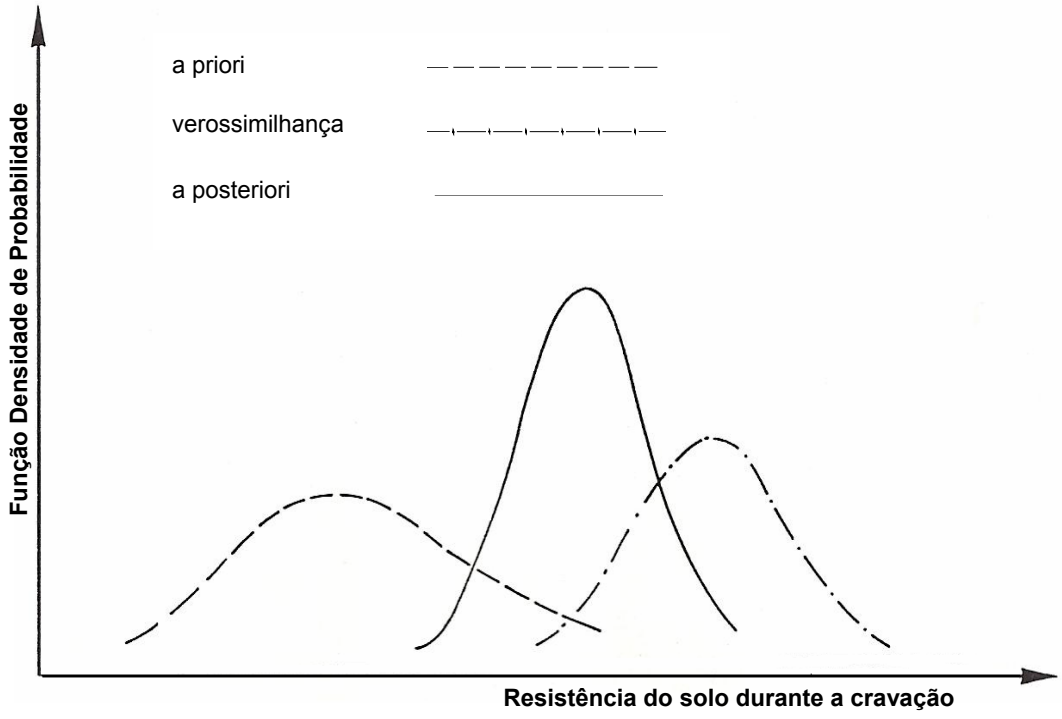


Figura 2.5 Relação entre as distribuições “a priori”, a função de verossimilhança e a distribuição “a posteriori”.

Este enfoque de atualização da estimativa da resistência do solo durante a cravação também é reportado por Vrouwenvelder (1992), que ressalta que esta estimativa atualizada pode ser obtida também através da execução de provas de carga estáticas e dinâmicas e/ou do simples acompanhamento do processo de instalação das estacas. Esta alternativa, na sua forma mais simples, pode ser considerada como o registro do número de golpes durante a cravação. Em função dos dados dos ensaios, ou dos registros da cravação, pode-se atualizar a estimativa da capacidade de carga. Além disso, como a nova estimativa é baseada em informações adicionais, as incertezas são menores, o que justificaria o emprego de um fator de segurança menor. O autor apresenta um resumo dos diferentes métodos de ensaio e da forma como os resultados podem ser combinados para se chegar a uma estimativa atualizada, considerando também a questão dos fatores de segurança. Vrouwenvelder (1992) faz referência aos trabalhos de Lacasse et al (1989), que resumem as análises realizadas por Guttormsen (1987), que serão empregadas e adaptadas na presente pesquisa. Vrouwenvelder (1992) destaca ser este um campo interessante para pesquisas, demandando mais atenção no futuro.

A distribuição da resistência “a priori” será detalhada no Capítulo 4, a distribuição da função de verossimilhança no Capítulo 5 e a distribuição da resistência “a posteriori”, ou atualizada, no Capítulo 6.

Um detalhamento mais profundo da teoria de Bayes pode ser encontrado em livros texto de estatística aplicada à engenharia, como Ang e Tang (1984).

3. Registros da Obra

3.1. Descrição da Obra

Trata-se de um empreendimento de vulto internacional; a Vila Pan-americana, que abrigou os atletas durante as competições dos Jogos Pan-americanos de 2007, estando localizado à Avenida Ayrton Senna, 3.400 - Barra da Tijuca - Rio de Janeiro.

O empreendimento é composto por dezessete edifícios subdivididos em setores, quadras e blocos como ilustrado nas Figuras que se seguem.

Figura 3.1 - Localização do Empreendimento (após a construção).

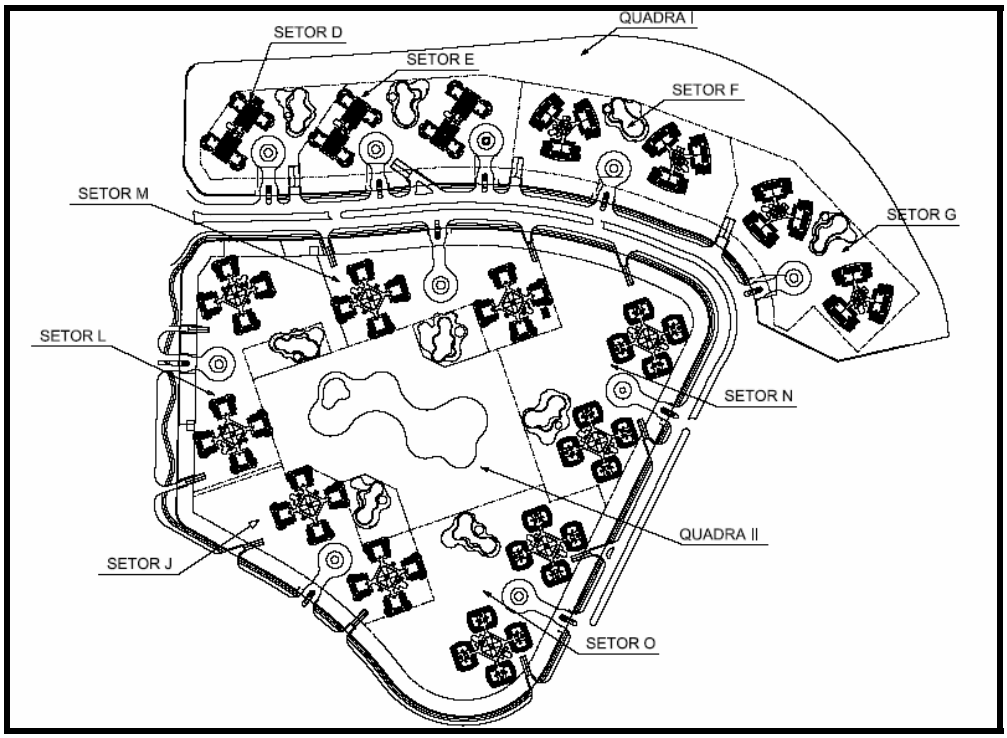


Figura 3.2 – Divisão dos Setores e Quadras.

Figura 3.3 - Ilustração do Embasamento.

A área destinada à implantação da obra apresenta camada de argila mole superficial de espessura bastante variável. Na área junto ao Arroio Fundo, observam-se espessuras de solo mole de até 13m.

Para uma melhor caracterização do solo, foram realizados ensaios de campo e de laboratório em verticais pré-determinadas pelos consultores geotécnicos da obra.

Os estudos de caracterização envolveram 4 (quatro) verticais de ensaios de penetração estática de cone CPTu (com medida de poro-pressão) com 13 (treze) ensaios de dissipação, 34 (trinta e quatro) ensaios de palheta e 8 (oito) coletas em amostradores Shelby para ensaios de laboratório.

Os ensaios de campo foram efetuados entre os dias 7 e 21 de julho de 2003 e foram detalhados nos relatórios da empresa consultora de geotecnia, Geoprojetos (2004).

3.2. Caracterização Geotécnica

Um resumo das características geotécnicas da camada muito mole superficial foi apresentado por Sandroni e Deotti (2008), reproduzido na Tabela 3.1 abaixo.

Tabela 3.1 – Descrição Geotécnica da Camada Superficial Muito Mole, Sandroni e Deotti (2008).

Intervalo de Profundidade (m)	Descrição Tátil-visual	Teor de umidade (%)	Limite de Liquidez (%)	Índice de Plasticidade (%)
0,0 a 3,0	Turfa cinza escuro e argila siltosa, com conchas	200 a 600	270 a 370	150 a 250
3,0 a 12,0	Argila siltosa orgânica cinza escuro com conchas	100 a 300	100 a 250	60 a 120
Nota 1 – Limites de Liquidez e Plasticidade – obtidos sem secagem prévia				

Tabela 3.2 – Parâmetros de Compressibilidade e Resistência da Camada Superficial Muito Mole, Sandroni e Deotti (2008).

Intervalo de Profundidade (m)	Pré-adensamento (kPa) ver nota 2	Índice de Compressão Virgem=Cc/(1+e)	Resistência do ensaio Vane (kPa)	Resistência de Ponta Corrigida do Piezocone (q_T, kPa)
0,0 a 3,0	10	0,48	3,0 a 8,0	110 a 220
3,0 a 12,0	20	0,42	5,0 a 15,0	150 a 240
Nota 2 – Diferença entre tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva vertical (ensaio de adensamento)				
Nota 3 – Valores SPT iguais ou inferiores a 1				
Obs: Coeficiente de adensamento da ordem de 1 a $3x10^{-7}$ m^2/s				

Os resultados de resistência não drenada natural e amolgada obtidos dos ensaios Vane de campo são também apresentados na Figura 3.4.

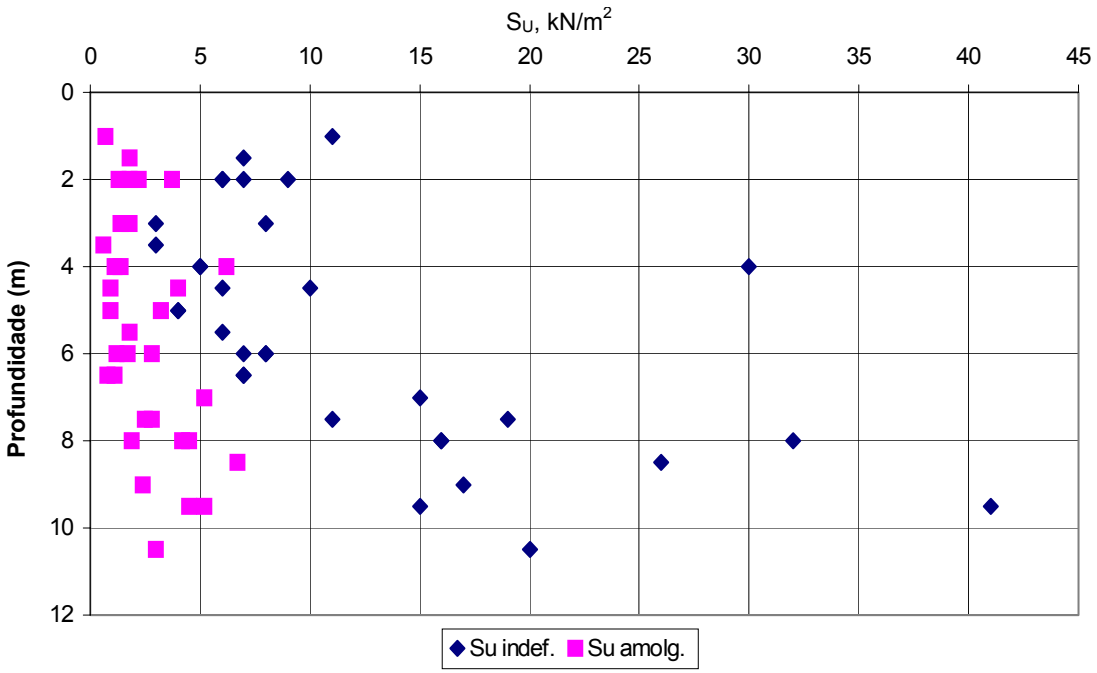


Figura 3.4 – Resultados dos ensaios Vane de campo, Geoprojetos (2004).

Os ensaios de caracterização, no laboratório, registraram um material com umidade natural de cerca de até 600%, na superfície, até 3m de profundidade, reduzindo para o intervalo de 100 a 300% de 3 a 13m de profundidade. Os valores de limite de liquidez são bastante elevados, sendo também, assim como os limites de plasticidade, superiores na

superfície. Os valores de peso específico natural são bastante reduzidos, da ordem de 12 kN/m^3 e os valores de índice de vazios são muito altos, face ao elevado teor de umidade.

A razão de pré-adensamento é maior na superfície, reduzindo com a profundidade. Os valores de $C_C/(1+e)$, índice de compressão normalizado, apresentam variação relativamente pequena, sendo a média da ordem de 0,45.

Os ensaios de laboratório confirmaram o que já havia sido constatado nos ensaios vane e no piezocone, ou seja, o pacote de solo superficial apresenta baixíssima consistência, quase um fluido, com resistência muito reduzida e elevada compressibilidade.

Abaixo da camada mole, que muito pouca resistência oferece por ocasião da cravação, o perfil geotécnico apresenta camadas alternadas de sedimentos arenosos e argilosos, com valores de N_{SPT} variados, mas apresentando resistência significativamente superior ao pacote argiloso superficial, até o horizonte de solo residual. O horizonte residual teve início a profundidades que variam de 10 a 16m do NT até o limite das sondagens, que varia de 19 a 45m de profundidade.

3.3. Tipo de Estaca Empregada

As estacas utilizadas na Obra da Vila Pan-americana foram do tipo pré-moldada, fornecidas por fabricantes distintos: no trecho da obra que compõe os Embasamentos, foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto armado Incopre, com diâmetros variados (ϕ26, ϕ33, ϕ38, ϕ42 e ϕ50cm), ao passo que nos prédios as estacas foram fornecidas pela SCAC, também em vários diâmetros. Para a elaboração da presente pesquisa foram disponibilizados apenas os dados correspondentes às estacas do Embasamento.

Além da diferença de diâmetro, as estacas possuíam outras características geométricas distintas: algumas contemplavam seção plena, enquanto as de maior diâmetro apresentavam seção vazada. Devido a este fato, foi necessário analisar o fenômeno do embuchamento durante o processo de cravação, como será visto no capítulo 4.

As cargas nominais das estacas da Incopre, fornecidas pelo fabricante, estão listadas na Tabela a seguir:

Tabela 3.3 – Cargas de trabalho das estacas do Embasamento (Geomec, 2005).

Seção	Característica da Seção	Área da Seção aparente de concreto (cm²)	Carga de Trabalho (kN)
Φ26	Plena	531	550
Φ33	Vazada	601	900
Φ38	Vazada	754	1050
Φ42	Vazada	895	1300
Φ50	Vazada	1257	1450

Cabe destacar que o item 7.8.3.6.1 da NBR 6122 (1996) estabelece que nas estacas pré-moldadas comprimidas, quando não é feita a verificação da capacidade de carga através de prova de carga ou de instrumentação, pode-se adotar como carga de trabalho aquela obtida a partir da tensão média atuante na seção de concreto, limitada ao máximo de 6MPa.

No item 7.8.3.6.2 a NBR 6122 (1996) ressalta ainda que, quando é feita a verificação da capacidade de carga através de prova de carga ou de instrumentação, a carga de trabalho máxima é aquela calculada como peça estrutural de concreto armado ou protendido, restringindo-se a 35MPa a resistência característica do concreto.

3.4. Execução do Estaqueamento

A execução do estaqueamento de todos os setores dos embasamentos da obra em estudo foi norteada pelas recomendações da Norma NBR 6122/96, sob a orientação da equipe de consultoria de fundações da obra.

3.5. Controle do Estaqueamento

A Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações, NBR 6122/96, no item 7.9.7, prevê algumas medidas que devem ser tomadas para garantir um desempenho adequado das fundações. Estas medidas foram todas controladas e atendidas por ocasião da execução do estaqueamento.

O item 7.9.7.1.2 da norma NBR 6122/96 também recomenda a elaboração do diagrama de cravação em 10% das estacas executadas. Na obra em apreço os diagramas foram elaborados para todas as estacas.

O controle da cravação das estacas pode ser feito através da comparação do diagrama de cravação com as sondagens dos respectivos setores. Exemplificando, na Figura 3.5 é apresentado um resultado de controle de cravação das estacas localizadas no Setor M. Esta figura permite avaliar se o diagrama de cravação das estacas está de acordo com os resultados obtidos nas sondagens à percussão. Esta análise foi realizada em grande parte das estacas da obra.

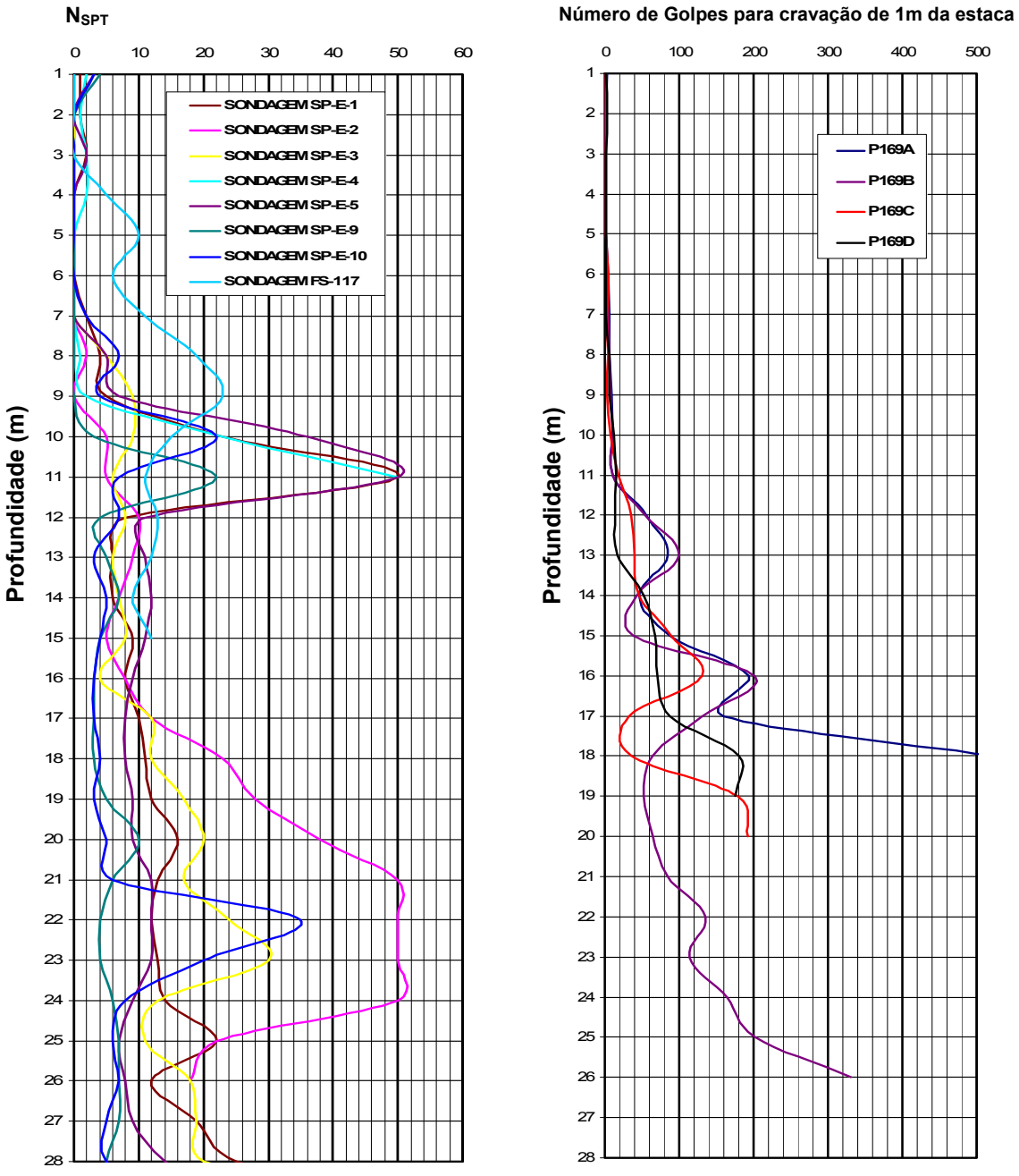


Figura 3.5 – Análise do Controle do Estaqueamento (caso típico).

3.5.1.Ensaios Realizados

Segundo o item 7.8.3.6.2 da NBR 6122/96, a verificação da capacidade de carga das estacas pré-moldadas deve ser feita através de prova de carga ou instrumentação. Segundo a norma, devem ser executadas provas de carga estáticas em número de 1% do conjunto de estacas de mesmas características na obra, respeitando-se o mínimo de uma prova de carga, ou ensaios de carregamento dinâmico em número de 3% do conjunto de estacas, respeitando-se o mínimo de três provas de carga.

A área do embasamento possui cerca de 1700 estacas. Pela norma, deveriam ser realizadas 17 provas de carga estáticas ou 51 provas de carga dinâmicas. No entanto, foram realizadas 30 provas de carga dinâmicas e nenhuma prova de carga estática. Há registros de provas de carga estáticas realizadas nas proximidades da obra, que foram úteis aos projetistas na aferição da capacidade de carga das estacas do estaqueamento em referência.

Das 19 provas de carga dinâmicas interpretadas nesta pesquisa pelo Método CASE nos embasamentos analisados da Obra da Vila Pan-americana, 9 também foram interpretadas através do método CAPWAP. As provas de carga foram distribuídas na obra de acordo com a Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Distribuição das Provas de Carga Dinâmica nos Embasamentos.

SETOR	Número de Estacas Φ26	Número de Estacas Φ33	Número de Estacas Φ38	Número de Estacas Φ42	Número de Estacas Φ50	Estacas Instrumentadas	Estacas com CAPWAP
M	22	66	20	29	8	P109B, P122C, P157, P169B, P190	P109B, P157,
N	34	163	79	36	8	P109D, P137B, P170A, P209B, P210B, P227, P242, P243C, PC6	P109D, P209B, P210B
F	11	65	32	33	11	P138, P184	138, P184
G	14	110	25	16	4	P203A, P203B, P215A	P203A, P215A
TOTAL	81	404	156	114	31	19	9

Nota: O diâmetro das estacas testadas encontra-se na Tabela 3.5.

No item 3.5.2 a seguir, justifica-se a escolha dos setores selecionados nesta pesquisa.

Os resultados dos ensaios são resumidos na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios e fator de segurança de cada estaca ensaiada.

Setor	Estaca	Seção	Capacidade de carga Mobilizada		Carga de Trabalho (kN)	Comprimento Cravado (m)	FS
			CASE	CAPWAP			
F	P138	Φ50	2340,0	2346,0	1450,0	15,0	1,62
	P184	Φ33	1870,0	-	900,0	26,6	2,01
G	P203A	Φ38	1940,0	1928,0	1050,0	22,3	1,83
	P203B	Φ38	1820,0	1639,0	1050,0	21,8	1,73
	P215A	Φ33	1650,0	-	900,0	24,5	1,83
M	P109	Φ42	2200,0	2125,0	1300,0	22,7	1,63
	P122C	Φ42	1760,0	-	1300,0	26,3	1,35
	P157	Φ50	1340,0	1306,0	1450,0	19,3	<1,00(*)
	P169B	Φ33	1600,0	-	900,0	25,7	1,78
	P190	Φ50	2620,0	-	1450,0	19,6	1,80
N	P109D	Φ33	1540,0	1500,0	900,0	33,8	1,67
	P137B	Φ33	1550,0	-	900,0	12,9	1,72
	P170A	Φ33	1990,0	-	900,0	15,0	2,21
	P209B	Φ33	1660,0	1669,0	900,0	16,5	1,85
	P210B	Φ42	2110,0	2097,0	1300,0	15,4	1,61
	P227D	Φ33	1410,0	-	900,0	16,0	1,57
	P242	Φ42	2490,0	-	1300,0	15,6	1,92
	P243C	Φ42	1720,0	-	1300,0	-	1,32
	P6C	Φ26	1140,0	-	550,0	-	2,07

(*) Estaca quebrada.

O valor médio do fator de segurança determinado foi de 1,8 sem considerar a estaca quebrada.

Das 19 estacas ensaiadas, 16 apresentaram fator de segurança inferior a 2, em relação à resistência mobilizada, e 1 (estaca P157 do Setor M) apresentou dano estrutural, conforme evidenciou o diagrama de cravação.

3.5.2.Escolha dos Setores Analisados na Presente Pesquisa

Face à grande extensão do banco de dados disponível, tornou-se necessária a priorização da ordem dos setores a serem incluídos na análise da presente pesquisa. A seleção procurou contemplar setores com um maior número de provas de carga dinâmicas, menor variabilidade de espessura do pacote argiloso superficial, menor variabilidade de comprimento de embutimento no solo residual, além do número mais significativo de sondagens. Esta seleção visou à escolha de estacas que pudessem ser consideradas como representativas de um grupo específico. Os resultados são resumidos na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Resumo das variabilidades para seleção dos setores analisados.

Setor	Número de Estacas	Número de Sondagens	Número de Provas de Carga Dinâmicas	Porcentagem de estacas ensaiadas (%)	Coeficiente de Variação dos comprimentos de embutimento de acordo com o diâmetro					Coef. de variação da espessura da camada argilosa
					Φ26	Φ33	Φ38	Φ42	Φ50	
F	152	19	2	1,32	-	0,19	-	-	0,18	0,17
G	169	13	3	1,78	-	0,14	0,11	-	-	0,13
M	145	19	5	3,45	-	0,16	-	0,12	0,10	0,10
N	312	20	9	2,89	0,17	0,23	-	0,25	-	0,09

Com base na Tabela acima, a seleção obedeceu a seguinte ordem: o primeiro setor analisado foi o setor M, seguido pelos setores N, F, e G.

4. Estimativa da Resistência do Solo Durante a Cravação

Este capítulo apresenta a estimativa da distribuição probabilística da resistência dinâmica durante a cravação, designada nesta tese como estimativa “a priori”, para o estaqueamento da obra apresentada no capítulo 3, com base na experiência acumulada na área “offshore”, como descrito no capítulo 2.

Como ressaltado no capítulo 2, o cálculo da resistência do solo à cravação é admitido como análogo ao cálculo estático. Porém, os procedimentos aplicados à estimativa do atrito lateral, resistência de ponta e condições de embuchamento são, de maneira geral, diferentes.

Para a aplicação à obra em análise, procurou-se adaptar dois métodos de uso corrente para a estimativa de capacidade de carga estática de estacas em terra. Como os métodos de cálculo foram estabelecidos para a determinação da capacidade de carga a longo prazo, são necessárias adaptações às condições que ocorrem durante a cravação. Estas adaptações às condições de cravação foram feitas pela incorporação dos procedimentos já adotados na prática “offshore”, descritos no capítulo 2.

O objetivo da seleção de dois métodos distintos foi o de avaliar a influência da incerteza dos modelos de cálculo utilizados na estimativa “a priori”, na atualização da distribuição probabilística “a posteriori”.

Como a experiência brasileira para a determinação da capacidade de carga estática consiste na utilização de métodos semi-empíricos, baseados fundamentalmente no SPT, diretamente ou através de correlações com o ensaio de cone, como os métodos de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Velloso (1981), optou-se pelo método de Decourt e Quaresma (1978) pela sua simplicidade. De fato, as expressões desenvolvidas para o valor esperado e a variância da distribuição normal da função capacidade de carga, com base em soluções aproximadas, são bastante simples, como se verá a seguir.

Para a aplicação a um método de uso corrente fora do Brasil, optou-se pela proposta utilizada pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano, US Army Corps of Engineers (2005). Este método, sugerido para utilização em obras em terra, foi selecionado por ser um método teórico semelhante ao método da API, permitindo uma adaptação mais direta à resistência durante a cravação através da experiência offshore.

Em seguida, no item 4.3, será apresentado um resumo da formulação utilizada na determinação do valor esperado e da variância da capacidade de carga durante a cravação. Para tanto, optou-se pela utilização da formulação FOSM (first order second moment), igualmente por sua simplicidade. O desenvolvimento das expressões geradas tanto para o

método de Decourt e Quaresma (1978) como pelo método US Army Corps of Engineers (2005) está apresentado nos Anexos B e C, respectivamente. Cabe justificar também o fato do autor desta dissertação ter optado por descrever os métodos selecionados, bem como o desenvolvimento da formulação FOSM neste capítulo, ao invés de incluí-lo no Capítulo 2. A justificativa decorre do fato de se tratar de métodos para a estimativa estática da resistência, cujas adaptações foram introduzidas no âmbito da presente pesquisa para prever as condições durante a cravação. O desenvolvimento da formulação FOSM, para determinação do valor esperado e da variância, também foi procedido a partir das adaptações introduzidas.

4.1. Método de Decourt e Quaresma (1978)

O método de Decourt e Quaresma (1978) encontra-se resumido no Anexo D. Sua inclusão no corpo da dissertação não se justifica, face ao seu amplo conhecimento na prática da engenharia de fundações no Brasil. O desenvolvimento das expressões para o valor esperado e a variância da função capacidade de carga, com base na solução aproximada através da expansão em Série de Taylor (FOSM, first order second moment), encontra-se apresentado no Anexo B.

Cabe destacar apenas que a adaptação do método de Decourt e Quaresma (1978), prevendo as condições durante a cravação, consistiu na utilização da proposta de Toolan e Fox (1977), “remoulded shear strength method”, resumida no item 2.2.1. Toolan e Fox (1977) recomendam a utilização, nas camadas argilosas, da resistência ao cisalhamento amolgada, tanto para o atrito externo (na situação embuchada), como no atrito externo e interno (na situação não embuchada).

$$\tau_{\text{int}} = \tau_{ext} = S_{ur} \qquad (4.1)$$

sendo S_{ur} a resistência amolgada.

Para todo o trecho argiloso superficial, de muito baixa consistência, foi adaptado ao cálculo do atrito lateral do método de Decourt e Quaresma (1978) um fator corretivo igual à relação entre a resistência amolgada e a resistência não drenada. O fator corretivo, com valor médio igual a 0,25, obtido dos ensaios Vane de campo, foi aplicado às expressões desenvolvidas para o valor esperado e a variância, a cada metro de profundidade, neste pacote argiloso superficial (Anexo B). O método de Semple e Gemeinhardt (1981), também conhecido por “factored shear strength method”, não foi adotado uma vez que ele é mais indicado a argilas rijas, com elevados valores de OCR. Cabe destacar, como será visto por

ocasião da interpretação dos resultados, que este pacote argiloso superficial, de muito baixa consistência, contribui muito pouco para a resistência do solo durante a cravação.

Nas camadas de solo residual, em grande parte de natureza siltosa e arenosa, tanto o atrito lateral unitário como a resistência de ponta durante a cravação contínua são calculados utilizando-se os procedimentos estáticos, conforme preconizam os métodos apresentados no capítulo 2. Porém, valores limites de atrito lateral e resistência de ponta são normalmente aplicados para a estimativa da resistência durante a cravação, também incorporados no Anexo B.

Os valores limites incorporados ao Anexo B foram de 120 kPa em relação ao atrito unitário (Toolan e Fox, 1977) e de 9,8 MPa, em relação à resistência unitária de ponta para areias (Stevens et al (1982). A escolha destes limites procurou contemplar uma interpretação do autor desta dissertação como um consenso entre as opiniões dos autores pesquisados.

4.2. Método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano

Neste item resumiu-se o método utilizado pelo US Army Corps of Engineers (2005). São apresentadas apenas as expressões e tabelas associadas à aplicação do método às estacas pré-moldadas de concreto, trabalhando à compressão.

4.2.1.Estacas em solos não coesivos (de comportamento drenado)

4.2.1.1 Atrito Lateral

O atrito lateral de estacas em solos arenosos varia linearmente com a profundidade até uma profundidade crítica, D_c, permanecendo constante abaixo desta profundidade. A profundidade crítica varia entre 10 a 20 diâmetros (ou largura B), dependendo da densidade relativa da areia, da seguinte forma:

D_c = 10 B, para areias fofas;
D_c = 15 B, para areias médias;
D_c = 20 B, para areias densas.

O atrito lateral f_S unitário é determinado pela seguinte expressão:

$$f_s = K \times \sigma'_v \times \tan\delta \qquad (4.2)$$

onde:

σ'_v = tensão efetiva vertical, para $D<D_c$;

σ'_v = tensão efetiva vertical na profundidade crítica D_c para $D> D_c$;

K = coeficiente de empuxo lateral, variando de 1,0 a 2,0 para areias, 1,0 para siltes e 1,0 para argilas;

δ = ângulo de atrito entre o solo e a estaca, variando de 0,9 a 1,0 ϕ', para estacas de concreto;

D = profundidade considerada.

A resistência total de atrito num certo trecho é dada por:

$$Q_s = f_s \times A_s \qquad (4.3)$$

onde A_s é a área lateral da estaca em contato com o solo.

Na presente análise, de forma a prever a condição presente durante a cravação contínua, será aplicado o valor limite de atrito lateral unitário de Toolan e Fox (1977), de 120kPa.

4.2.1.2. Resistência de ponta

A resistência unitária na ponta é calculada como:

$$q = \sigma'_v \times N_q \qquad (4.4)$$

sendo:

σ_v' = tensão efetiva vertical, para $D< D_c$;

σ_v' = tensão efetiva vertical na profundidade crítica D_c para $D \geq D_c$

Os mesmos valores estabelecidos da profundidade crítica para o atrito lateral são utilizados para o cálculo da resistência de ponta.

O valor de N_q deve ser obtido da Figura 4.1, em função de ϕ'.

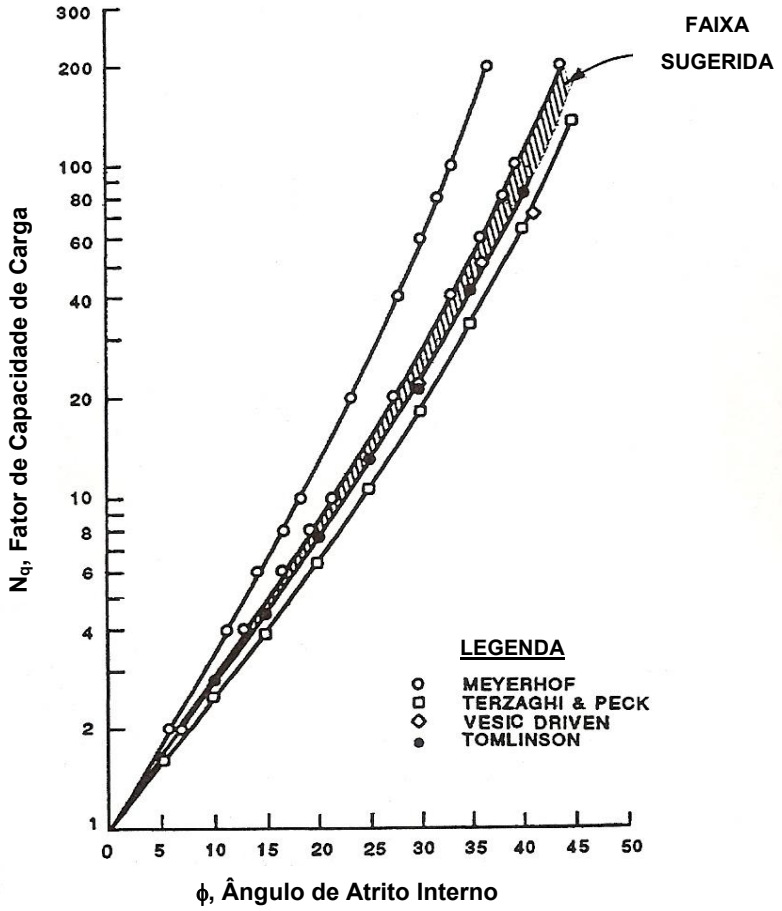


Figura 4.1 Fator de capacidade de carga N_q, US Corps of Engineers (2005)

Na presente análise, de forma a prever a condição de resistência durante a cravação contínua, será considerado o valor limite da resistência unitária de Stevens et al. (1982), de cerca de 9,8 MPa.

4.2.2. Estacas em solos coesivos (de comportamento não drenado)

4.2.2.1. Atrito lateral

Embora denominado de atrito lateral, a publicação do US Army Corps of Engineers (2005) ressalta que a resistência é devida à coesão ou adesão da argila ao fuste da estaca, calculada como:

$$f_s = c_a \qquad (4.5)$$

sendo

$$c_a = \alpha \times S_u \qquad (4.6)$$

onde:

c_a = adesão entre a argila e a estaca;

α = fator de adesão;

S_u = resistência não drenada da argila.

A resistência lateral total num certo trecho é dada por:

$$Q_s = f_s \times A_s \qquad (4.7)$$

onde A_s é a área lateral da estaca em contato com o solo.

Os valores de α, função da resistência não drenada, são obtidos da Figura 4.2.

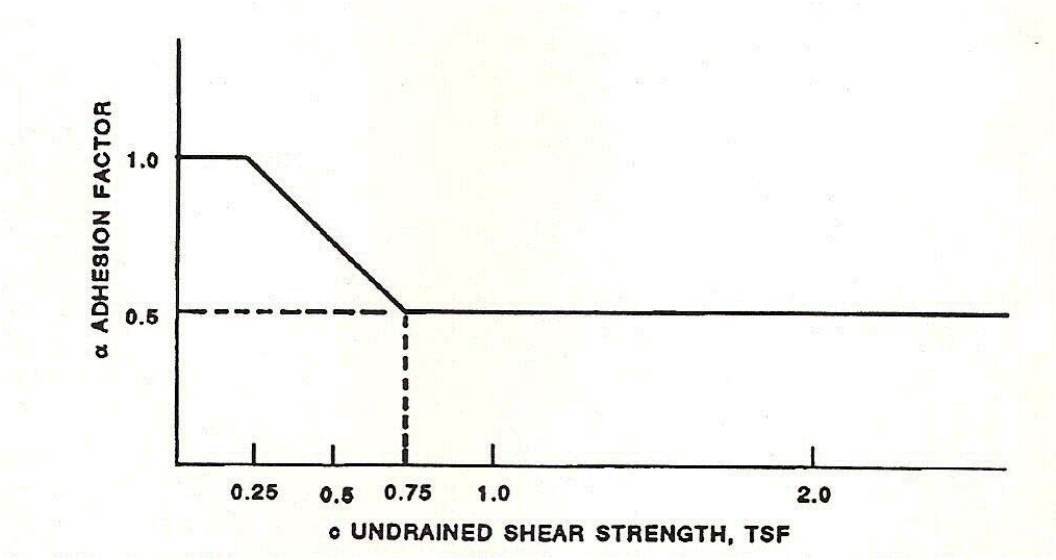


Figura 4.2 Valores de α em função de S_U , US Corps of Engineers (2005).

Um procedimento alternativo desenvolvido por Semple e Ridgen (1984), conforme citado pelo US Army Corps of Engineers (2005), consiste na obtenção dos valores de α que são especialmente aplicados a estacas longas, dados por:

$$\alpha = \alpha_1 \times \alpha_2 \qquad (4.8)$$

e

$$f_s = \alpha \times S_u \qquad (4.9)$$

com α_1 e α_2 obtidos da Figura 4.3.

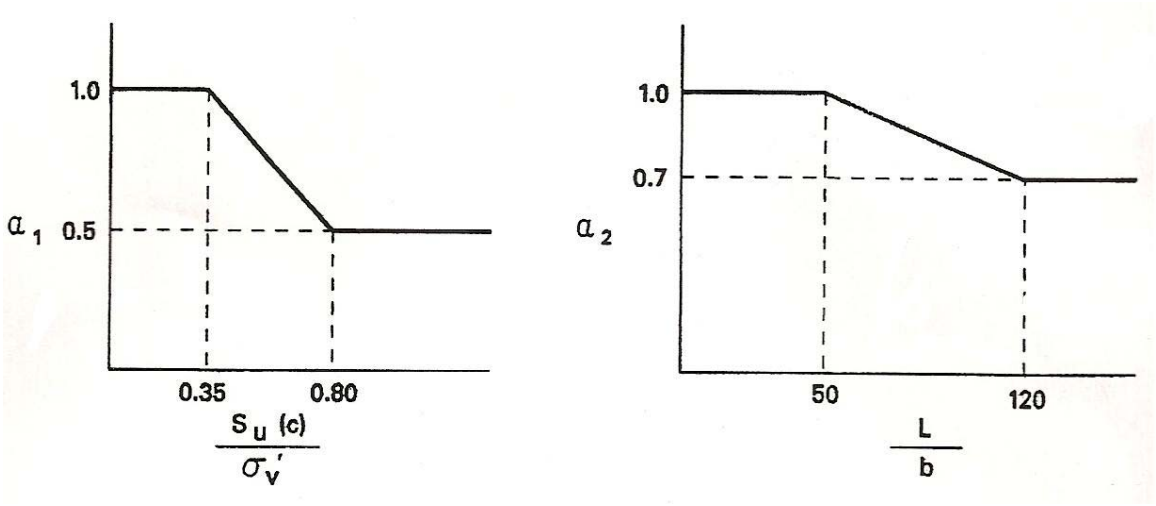


Figura 4.3 Valores de α1 e α2 para estacas muito longas, US Corps of Engineers (2005).

Em todo o trecho argiloso superficial será adaptado o fator corretivo também utilizado no método de Decourt e Quaresma (1978), a partir da proposta de Toolan e Fox (1977), ou seja, a utilização da resistência amolgada, antevendo as condições durante a cravação.

4.2.2.2. Resistência de ponta

A resistência de ponta é calculada como:

$$q = 9 \times S_u \qquad (4.10)$$

e

$$Q_t = A_t \times q \qquad (4.11)$$

Na presente análise, de forma a prever a condição de resistência durante a cravação contínua, será considerado o mesmo valor limite da resistência unitária de Stevens et al. (1982), de cerca de 9,8 MPa. Este valor limite, muito provavelmente, dificilmente será ultrapassado em solos de natureza argilosa.

4.2.3. Estacas em solos siltosos

A diferença para o caso das areias, para o atrito lateral, consiste na introdução da parcela $\alpha \times c$, sendo α obtido da Figura 4.2 e c a parcela de coesão.

$$\tau_s = K \times \sigma'_v \times \tan\delta + \alpha \times c \qquad (4.12)$$

com K = 1,0.

Não há diferença para o caso das areias no caso da resistência de ponta.

4.2.4. Estacas em solos estratificados

A publicação do Corpo de Engenheiros do Exército Americano ressalta ainda que no caso de solos estratificados, os procedimentos de cálculo devem ser utilizados com base em cada camada. A capacidade de carga na ponta deve ser determinada a partir das propriedades da camada de solo na ponta. Contudo, quando camadas mais fracas existirem a profundidades de até cerca de 1,5 m ou 8 diâmetros abaixo da ponta, o que for maior, a resistência de ponta vai ser afetada. Torna-se necessário computar este efeito e considerá-lo quando do cálculo da resistência de ponta. No cálculo do atrito lateral, a contribuição de cada camada é computada separadamente, considerando as camadas acima como sobrecargas e aplicando os fatores de redução apropriados para o tipo de solo envolvido em cada incremento de profundidade.

4.2.5.Parâmetros geotécnicos selecionados

Na elaboração da planilha correspondente à análise pelo método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (2005), será considerada, para o pacote superficial argiloso, a resistência não drenada obtida dos resultados dos ensaios Vane amolgados.

Para as camadas de natureza arenosa, os valores de ângulo de atrito serão obtidos da correlação de Kulhawy e Mayne (1990).

$$\phi_{tc} = \tan^{-1}\left[\frac{N}{12{,}2 + 20{,}3\ \sigma'_{vo}\ /\ p_a}\right]^{0{,}34} \qquad (4.13)$$

Nesta correlação N é o valor do N_{SPT} padrão americano, cuja energia é da ordem de 55 a 60% da energia teórica de queda livre, enquanto a eficiência que tem sido medida no SPT brasileiro é da ordem de 72 a 83%. O valor de σ'_{V_0} é a tensão efetiva vertical, enquanto p_a é uma tensão de referência, igual a 100 kPa.

Com base na equação 4.14 abaixo, e introduzindo-se os valores médios das eficiências tem-se:

$$(N_{SPT}.ef)_{Brasil} = (N_{SPT}.\ ef)_{EUA} \qquad (4.14)$$

$$(N_{SPT})_{EUA} = 1{,}35\ (N_{SPT})_{Brasil} \qquad (4.15)$$

Cabe observar que os valores de ângulo de atrito da correlação acima, obtidos após correção da energia, são excessivos em muitas situações, quando comparados à experiência com os solos residuais brasileiros. Mais pesquisa há que ser procedida na conversão do N_{SPT} brasileiro para o padrão americano. Porém, como os valores de atrito lateral unitário dos métodos de estimativa da resistência durante a cravação devem ser sempre inferiores aos valores limites, indicados no item 2.2, valores de ângulo de atrito excessivos não foram incorporados aos cálculos desenvolvidos.

Para as camadas de solo residual argiloso, em que se costuma considerar tanto o parâmetro de ângulo de atrito como uma coesão efetiva na mobilização da resistência ao cisalhamento, procurou-se simplificar adotando-se apenas a parcela da coesão, de forma a se poder utilizar diretamente a expressão 4.16, também proposta por Kulhawy e Mayne (1990).

$$(S_u / p_a) = 0{,}06\ (N_{SPT})_{EUA} \qquad (4.16)$$

onde p_a é uma tensão de referência, igual a 100 kPa.

4.3. Valores Esperados e Variância da Capacidade de Carga

A resistência axial oferecida pelo solo durante a cravação da estaca é calculada através da soma do atrito lateral desenvolvido ao longo das diferentes camadas e da resistência de ponta na profundidade final.

$$Q_{rupt} = \sum_{i=1}^{n+1} q_i(x_1, x_2, ...x_k) \qquad (4.17)$$

onde

$q_i(x_1, x_2, ...x_k)$ são as funções que descrevem o atrito lateral nas diferentes camadas e a resistência de ponta na profundidade final;

n = número de camadas, sendo que o termo (n+1) se refere à resistência de ponta na profundidade final.

O valor esperado da capacidade de carga é, assim, dado por:

$$\mu_{Qrupt} = \sum_{i=1}^{n+1} \mu_{qi} \qquad (4.18)$$

A variância da capacidade de carga é dada por

$$\sigma^2_{Qrupt} = \sum_{i=1}^{n+1} \sigma^2_{qi} \qquad (4.19)$$

As expressões desenvolvidas para o cálculo do valor esperado da capacidade de carga μ_{Qrupt} e da variância σ^2_{Qrupt} em função de $q_i(x_1, x_2, ...x_k)$, tanto para o método de Decourt e Quaresma (1978) como para o método do US Army Corps of Engineers (2005), prevendo as condições durante a cravação (SRD), são apresentadas, respectivamente, nos Anexos B e C.

Nestas expressões são utilizados métodos aproximados para a determinação das funções $q_i(x_1, x_2, ...x_k)$. A formulação utilizada é o "FOSM", ou seja, "first order second moment", na qual são considerados apenas os dois primeiros momentos probabilísticos das variáveis aleatórias $x_1, x_2, ...x_k$ (média e desvio padrão), para determinação da média e desvio padrão da variável de interesse. Estas expressões foram desenvolvidas, nesta pesquisa, assumindo uma distribuição normal para as variáveis.

Um resumo sobre algumas definições e também sobre o método da Expansão em Série de Taylor pode ser visto em Harr (1987) e Avelino (2006).

Expandindo-se uma função f(x) em série de Taylor em relação ao ponto $x = \bar{x}$ (sendo $\bar{x}$ o valor médio de x) e truncando-se a série após o termo de segunda ordem obtém-se (Harr, 1987; Avelino, 2006; Pacheco, 2007):

$$E[f(x)] = E\left[f(\bar{x}) + f'(\bar{x})(x - \bar{x}) + \frac{f''(\bar{x})}{2}(x - \bar{x})^2 \right] \qquad (4.20)$$

$$E[f(x)] = \left[f(\bar{x}) + f'(\bar{x})E(x - \bar{x}) + \frac{f''(\bar{x})}{2}E(x - \bar{x})^2 \right] \qquad (4.21)$$

Considerando-se que $E(x - \bar{x}) = 0$ e $E(x - \bar{x})^2 = V[x]$, tem-se:

$$E[f(x)] = f(\bar{x}) + \frac{f''(\bar{x})}{2}V[x] \qquad (4.22)$$

$$V[f(x)] = [f'(\bar{x})]^2 V[x] + \frac{1}{4}\left[f''(\bar{x})^2 V^2[x] \right][\beta_2 - 1] + \beta_1 \sigma_x^3[x] f'(\bar{x}) f''(\bar{x}) \qquad (4.23)$$

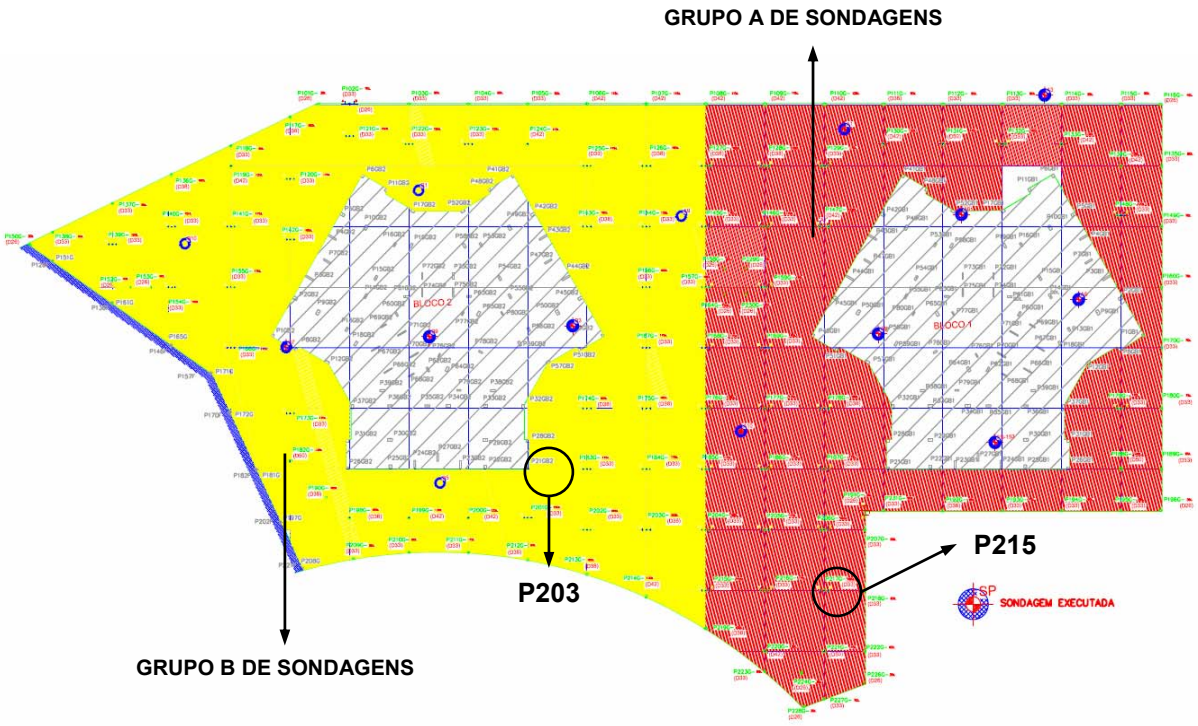
No caso da distribuição normal, β1 = 0 e β2= 3 e a expressão acima se torna:

$$V[f(x)] = [f'(\bar{x})]^2 V[x] + \frac{1}{2}\left[f''(\bar{x})^2 V^2[x] \right] \qquad (4.24)$$

4.4. Considerações e Simplificações Empregadas na Análise

4.4.1.Divisão da área em regiões representativas

Dividiu-se cada trecho do Embasamento em regiões representativas, de tal forma que cada uma das estacas em estudo pudesse ser analisada por um conjunto de sondagens relativamente próximas, pertencentes a uma certa região representativa. A Figura 4.4 ilustra um caso típico, correspondendo às estacas P203A e P215A do Setor G. Para cada região representativa foi estabelecido um perfil geotécnico único para aquela região. Cabe observar que a própria escolha da região foi condicionada à sua representatividade através do perfil escolhido.



Nota: A região hachurada corresponde à projeção dos prédios

Figura 4.4 Planta com regiões representativas para cada grupo de sondagens.

Foram elaboradas planilhas Excel para os dois métodos de previsão “a priori”. No Anexo E são apresentadas as planilhas para a estaca P169B do setor do M, Método de Decourt e Quaresma (1978) e no Anexo F para o Método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (2005). Optou-se por incluir apenas uma planilha típica em função da grande extensão do total de planilhas analisadas.

A figura 4.5 apresenta um perfil típico do Grupo D de sondagens do Setor M

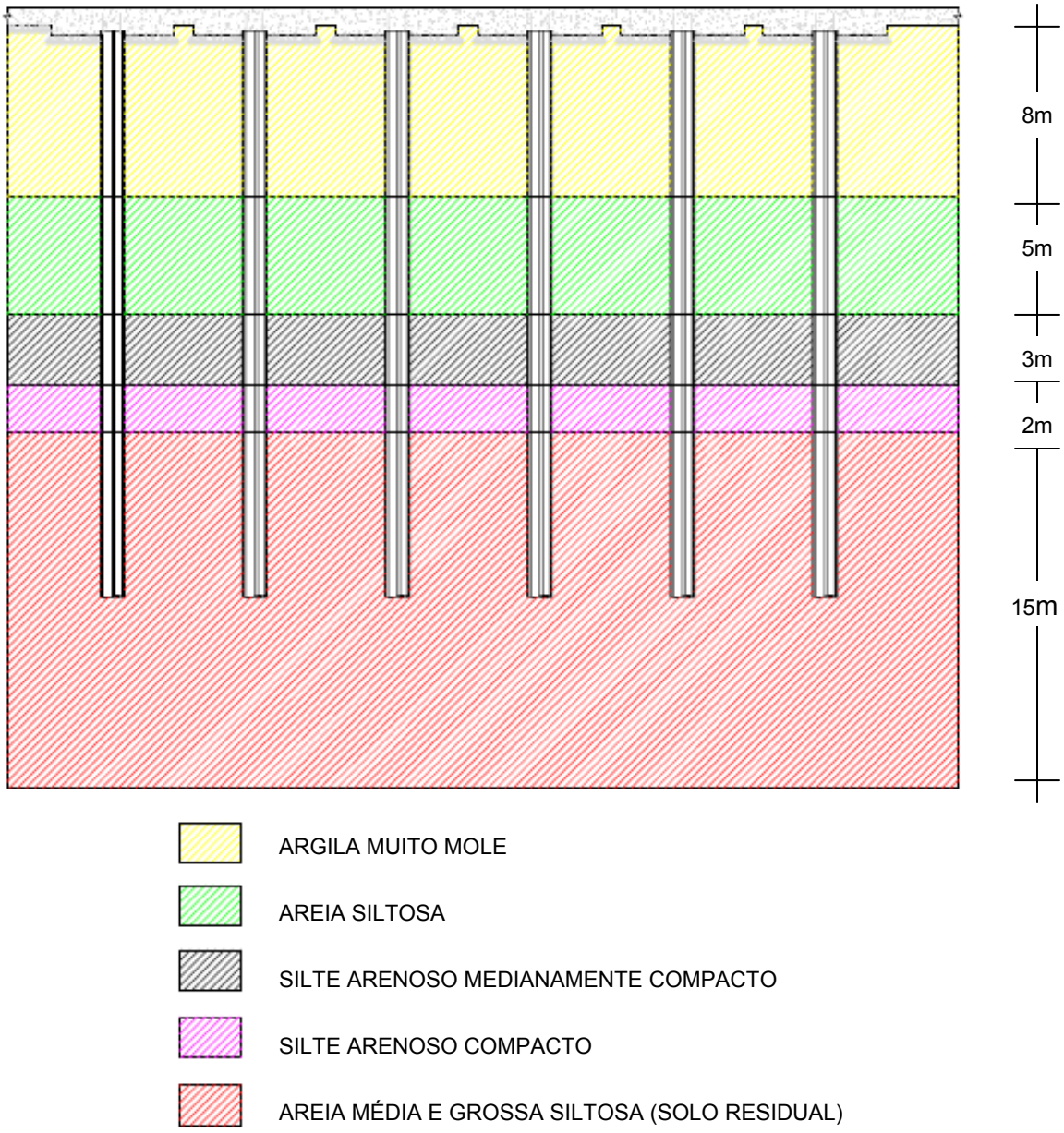


Figura 4.5 Perfil típico do Grupo D de sondagens do Setor M.

4.4.2.Simplificações Incluídas na Planilha do Método Decourt e Quaresma (1978)

Na planilha correspondente à análise pelo método de Decourt e Quaresma (1978), utilizaram-se inicialmente, como tentativa, dois procedimentos para a determinação do valor esperado do N_{SPT} a cada metro de profundidade.

Numa primeira versão da planilha considerou-se o valor esperado do N_{SPT} a cada metro de profundidade como o valor médio entre as n sondagens incluídas na região representativa. Numa segunda versão procedeu-se, para cada uma das camadas de solo do perfil estabelecido, uma correlação do N_{SPT} com a profundidade, considerando-se o valor ajustado de N_{SPT} (correlacionado com a profundidade), a cada metro, como o valor esperado do N_{SPT} para cada profundidade. Este procedimento foi proposto por Pacheco (2007) como sendo o mais adequado.

Após a comparação entre os resultados obtidos a partir destes dois procedimentos, verificou-se uma menor variância nos valores de N_{SPT} a cada metro para a primeira tentativa. De fato, na primeira camada de argila muito mole, o ensaio SPT não apresenta sensibilidade, sendo praticamente nulo ao longo de todo o trecho investigado. Nesta camada, apesar do coeficiente de correlação relativamente baixo, a análise de regressão mostra a tendência de crescimento da resistência à penetração do N_{SPT} com a profundidade. A Figura 4.6 ilustra um exemplo obtido para a camada de Argila Siltosa Mole a Média de um trecho representativo do Setor M para o caso do $N_{SPT\ AJUSTADO}$ a cada metro representar o valor esperado do N_{SPT}.

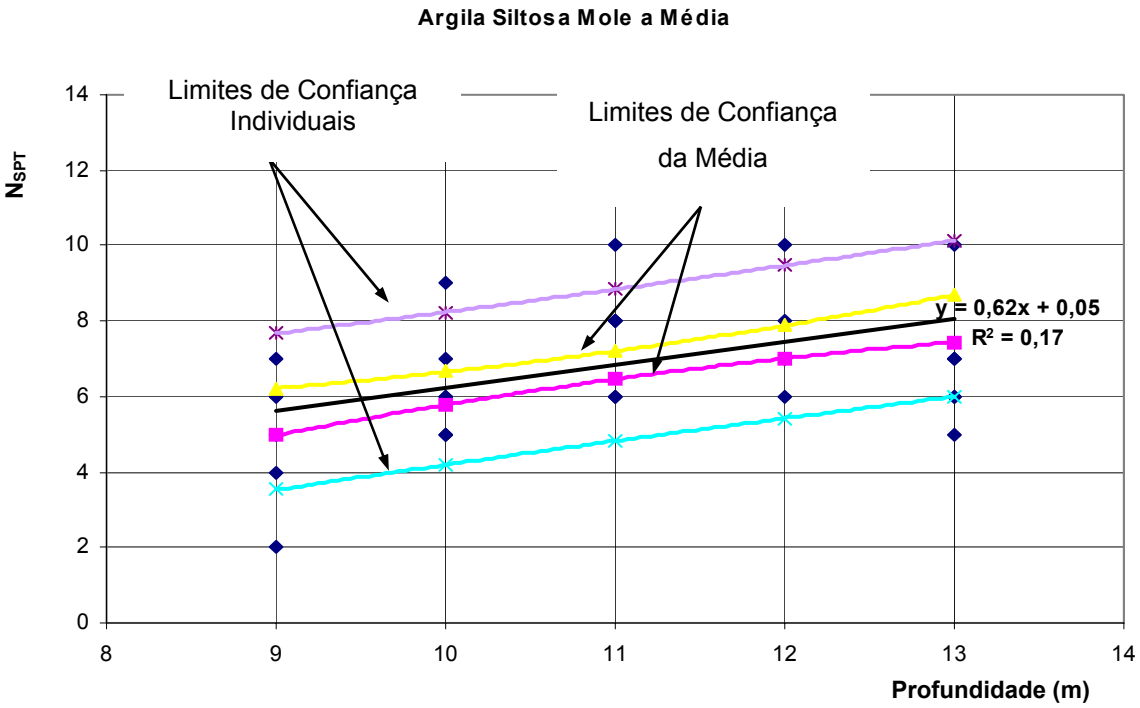


Figura 4.6 Coeficiente de Correlação para análise com NSPT $_{AJUSTADO}$.

Conforme ilustra o Gráfico da Figura 4.6, o coeficiente de correlação obtido foi de r=0,41. O Gráfico mostra as retas obtidas através da análise dos Limites de Confiança da Média e Limites de Confiança individuais.

Na figura 4.7, repetiu-se o mesmo procedimento anteriormente descrito para a Figura 4.6, porém expurgando-se alguns valores fora da faixa dos limites de confiança individuais.

Observando o Gráfico da Figura 4.7, pode-se perceber, conforme descrito anteriormente, que o coeficiente de correlação determinado para análise com $N_{SPT\ AJUST}$ (r=0,53) foi agora superior ao encontrado para a análise anterior, embora o primeiro seja considerado mais realista.

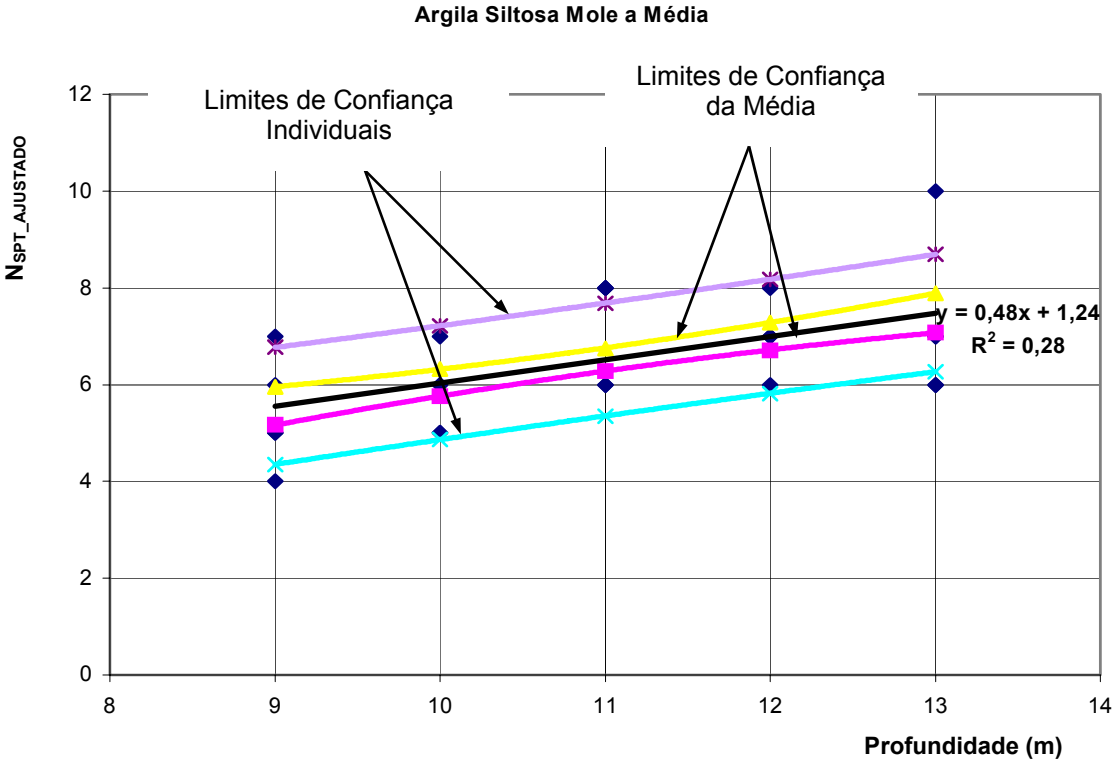


Figura 4.7 Coeficiente de Correlação para análise com N_{AJUST} utilizando-se o artifício do Expurgo.

Foi feita uma terceira versão da planilha, na expectativa de se obter resultados com melhor confiabilidade. Esta análise baseou-se nos estudos de variabilidades da resistência lateral unitária (f_S) e os resultados estão presentes na Figura 4.8, cujo coeficiente de correlação obtido foi de r=0,41, portanto igual ao obtido nas análises com $N_{SPT\ AJUSTADO}$.

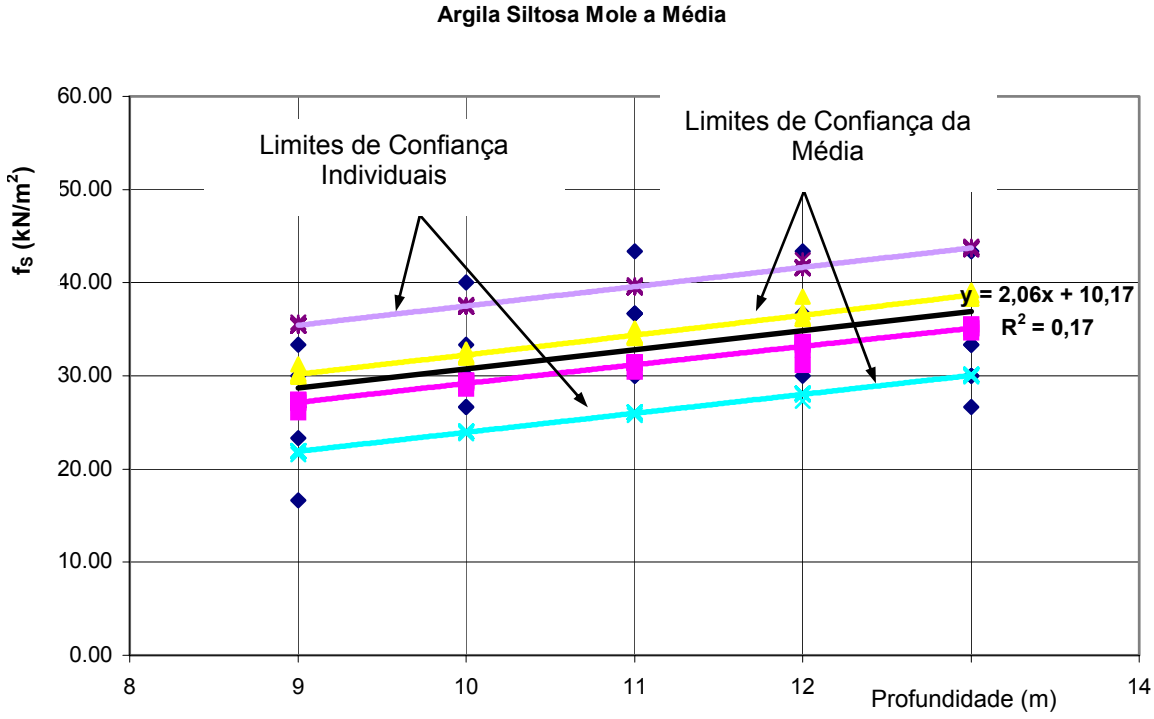


Figura 4.8 Coeficiente de Correlação para análise com fs_{AJUST}.

Resolveu-se, assim, adotar a primeira tentativa, considerando o $N_{SPT\ MÉDIO}$, a cada profundidade, como o valor do N_{SPT} esperado.

Na impossibilidade de apresentação de todos os gráficos, que são muito extensos, apresenta-se, na Figura 4.9 um resultado típico obtido para a estaca P157 do Setor M, analisada pelo método de Decourt e Quaresma (1978), respectivamente, para a situação embuchada e não embuchada.

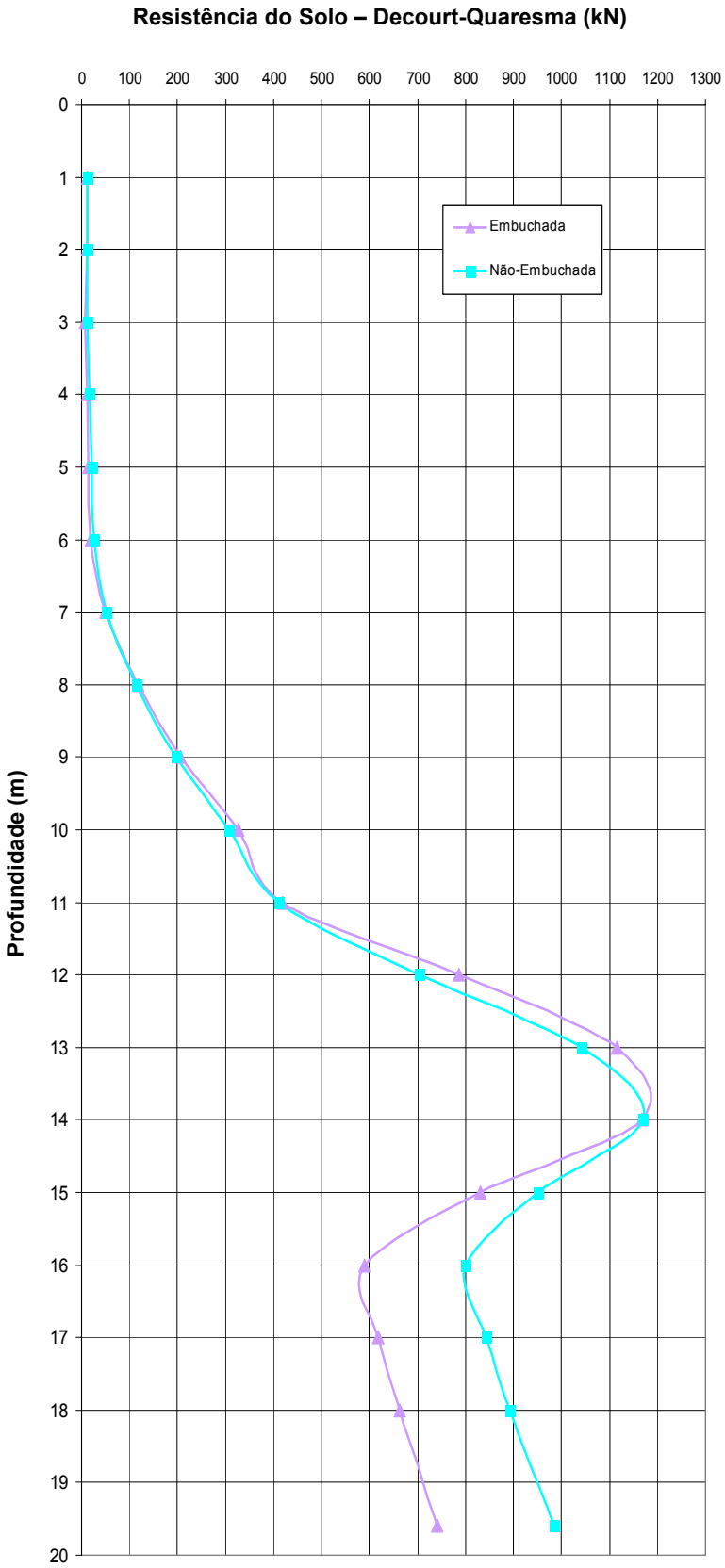


Figura 4.9. Comparação da resistência com a profundidade levando-se em consideração a análise do embuchamento da Estaca P157, do Grupo D de Sondagens do Setor M.

4.5. Resultados das Análises para o Método de Decourt-Quaresma

Os resultados das análises das estimativas “a priori” da resistência durante a cravação das estacas analisadas, assim como seus respectivos desvios padrão e coeficientes de variação, estão apresentados na Tabela 4.1.

A Tabela 4.2 apresenta uma comparação entre os coeficientes de variação de ponta e atrito na previsão a priori de todos os Setores analisados.

Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5

Tabela 4.1. Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo durante a cravação para os Setores Analisados.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q^P (em kN)	Desvio padrão σ_Q^P (em kN)	Coeficiente de Variação σ_Q^P / μ_Q^P
M	P 157	2184,70	1242,37	(0,57)
	P 169B	1860,05	386,46	(0,21)
	P 122C	2022,11	381,22	(0,19)
	P 109B	2246,01	865,42	(0,39)
	P 190	1626,65	501,26	(0,31)
G	P 203A	930,74	138,29	(0,15)
	P 203B	908,90	138,31	(0,15)
	P 215A	982,29	135,13	(0,14)
F	P 138	1082,74	127,58	(0,12)
	P 184	1238,70	200,20	(0,16)
N	P 109D	2216,11	318,44	(0,14)
	P 137B	688,60	544,37	(0,79)
	P 170A	702,89	230,26	(0,33)
	P 209B	1265,00	584,97	(0,46)
	P 210B	1689,89	1034,74	(0,61)
	P 227D	1024,30	388,49	(0,38)
	P 242	1501,59	622,01	(0,41)
	P 243C	1501,59	625,50	(0,42)
	P C6	1038,72	357,34	(0,34)

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

Tabela 4.2. Comparação entre os coeficientes de variação da parcela de ponta e atrito na previsão "a priori" para o Setores analisados.

Setor	Estaca	% Ponta	σ_Q^P / μ_Q^P Global	σ_Q^P / μ_Q^P Ponta	σ_Q^P / μ_Q^P Atrito
M	P 157	62	0,57	0,91	0,18
	P 109B	50	0,39	0,75	0,16
	P 190	44	0,31	0,68	0,13
	P 169B	40	0,21	0,45	0,17
	P 122C	33	0,19	0,50	0,14
G	P 203B	15	0,15	0,65	0,14
	P 215A	15	0,14	0,59	0,12
	P 203A	15	0,15	0,65	0,13
F	P 138	15	0,12	0,56	0,10
	P 184	17	0,16	0,69	0,13
N	P 137B	71	0,79	1,11	0,30
	P 210B	71	0,61	0,86	0,30
	P 243C	62	0,42	0,67	0,15
	P 242	62	0,41	0,67	0,10
	P 209B	60	0,46	0,75	0,26
	P 227D	56	0,38	0,67	0,15
	P 170A	52	0,33	0,63	0,10
	P C6	42	0,34	0,78	0,19
	P 109D	23	0,14	0,48	0,12

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

De posse dos resultados, pode-se observar da Tabela 4.2 que, de modo geral, quanto maior a influência da ponta na capacidade de carga total da estaca, maior o coeficiente de variação global. Tal constatação sinaliza para o fato de que quanto maior a influência da ponta, maior a incerteza quanto à capacidade de carga. Cabe destacar que esta conclusão é válida pelo menos para as estacas pré-moldadas analisadas e o tipo de perfil característico desta obra, em que as estacas atravessam um pacote de solo sedimentar, de espessura bastante variável, e se encontram embutidas em solo residual.

Observa-se, de forma geral, para cada uma das estacas analisadas, que a parcela da carga resistida pela ponta apresenta uma variabilidade muito superior à da carga resistida por atrito lateral, representada pelos coeficientes de variação. Ainda se pode observar que os maiores coeficientes de variação da carga de ponta estão, em geral, associados ao maior percentual de carga resistida pela ponta em relação à resistência

global. Para facilitar esta verificação para cada Setor da Tabela 4.2 as estacas foram listadas da maior para a menor porcentagem de carga na ponta.

A Tabela 4.3 apresenta, para todas as estacas analisadas, a informação acerca da natureza do solo residual na profundidade de embutimento da ponta das estacas.

Tabela 4.3. Natureza do solo no trecho de embutimento da ponta da estaca.

Setor	Estaca	Natureza do solo no trecho de embutimento da ponta da estaca
M	P 157 P 169B P 122C P 109B P 190	Areia Média e Grossa Siltosa, medianamente compacta e compacta (Solo Residual) Silte Arenoso, medianamente compacto (Solo Residual)
G	P 203A P 203B P 215A	Silte Argiloso Médio e Rijo (Solo Residual)
F	P 138 P 184	Silte Argiloso Médio e Rijo (Solo Residual)
N	P 109D P 137B P 170A P 209B P 210B P 227D P 242 P 243C P C6	Silte Arenoso Medianamente Compacto (Solo Residual)

Cabe observar também que a maior parte das estacas encontra-se com ponta embutida em solo residual arenoso, ou silto arenoso. Apenas as estacas dos Setores G e F estão assentes em solo residual de natureza silto argilosa. De fato, constata-se que as estacas dos Setores G e F apresentaram as menores porcentagens de carga na ponta e os valores mais reduzidos de coeficiente de variação global nas Tabelas 4.1 e 4.2.

Análises similares em outros tipos de perfis poderão ser realizadas, futuramente, de forma a verificar os níveis de incerteza presente em diferentes tipos de estacas e em caráter regional.

4.6. Resultados das Análises para o Método US Army Corps of Engineers

Os resultados das análises das estimativas “a priori” da resistência durante a cravação das estacas pelo Método do US Corps of Engineers (2005) são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4. Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo durante a cravação para o Método do US Army Corps of Engineers (2005) para os Setores analisados.

Setor	Estaca	Valor esperado (μ_Q^P) (em kN)	Desvio padrão σ_Q^P (em kN)	Coeficiente de Variação σ_Q^P / μ_Q^P
M	P 157	3187,00	1807,00	(0,57)
	P 169B	2640,93	837,66	(0,32)
	P 122C	3513,80	1369,90	(0,39)
	P 109B	3370,80	1108,85	(0,33)
	P 190	3583,90	1928,54	(0,54)
G	P 203A	818,10	96,55	(0,12)
	P 203B	787,70	123,86	(0,16)
	P 215A	883,45	110,65	(0,13)
F	P 138	937,21	137,78	(0,15)
	P 184	1366,76	186,14	(0,14)
N	P 109D	1941,15	476,20	(0,25)
	P 137B	851,31	583,49	(0,69)
	P 170A	882,76	372,77	(0,42)
	P 209B	1635,39	1034,24	(0,63)
	P 210B	1767,15	1166,52	(0,66)
	P 227D	1782,38	1035,69	(0,58)
	P 242	1205,32	674,11	(0,56)
	P 243C	1875,05	1195,41	(0,64)
	P 6C	1133,43	521,40	(0,46)

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

Semelhantemente ao caso do método anterior, a Tabela 4.5 foi preparada para permitir uma comparação direta entre os coeficientes de variação das parcelas de ponta e atrito na previsão “a priori” de todos os Setores analisados para este segundo modelo de cálculo.

Tabela 4.5. Comparação entre os coeficientes de variação da parcela de ponta e atrito na previsão "a priori" para o Método do US Army Corps of Engineers (2205) para os Setores analisados.

Setor	Estaca	% Ponta	σ_Q^P / μ_Q^P Global	σ_Q^P / μ_Q^P Ponta	σ_Q^P / μ_Q^P Atrito
M	P 190	64	0,54	0,84	0,09
	P 157	56	0,57	1,00	0,14
	P 109B	40	0,33	0,81	0,08
	P 122C	39	0,39	1,00	0,07
	P 169B	32	0,32	0,98	0,09
G	P 215A	9	0,13	0,53	0,13
	P 203A	6	0,12	0,54	0,12
	P 203B	6	0,16	0,58	0,16
F	P 138	16	0,15	0,60	0,13
	P 184	9	0,14	0,76	0,13
N	P 137B	69	0,69	1,00	0,10
	P 210B	66	0,66	1,00	0,09
	P 243C	64	0,64	1,00	0,10
	P 209B	63	0,63	1,00	0,08
	P 227D	57	0,58	1,00	0,10
	P 242	56	0,56	1,00	0,14
	P C6	46	0,46	1,00	0,15
	P 170A	45	0,45	1,00	0,11
	P 109D	42	0,43	1,00	0,10

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

A mesma tendência do modelo de cálculo anterior pode ser observada, ou seja, enquanto o coeficiente de variação do atrito lateral previsto é relativamente baixo, ainda menor neste método do que no de Decourt e Quaresma (1978), o coeficiente de variação da ponta é alto. No caso deste modelo de cálculo, os coeficientes de variação da ponta são excessivamente altos. De fato, o valor de N_q da Figura 4.1 é extremamente sensível ao valor de ϕ'. Além deste aspecto, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos não foram obtidos diretamente, mas através de correlações, a partir das expressões (4.13) a (4.15), que correlacionam ϕ' e S_u com N_{SPT}. O uso de correlações também introduz incertezas nos valores dos parâmetros e, conseqüentemente, das parcelas de resistências estimadas. Os dois efeitos combinados, tanto a incerteza dos parâmetros como nos valores de N_q (para as areias) e N_c, para os poucos casos de ponta em solo argiloso, resultam num

valor excessivo de variabilidade da resistência de ponta no método do US Army Corps of Engineers. Esta variabilidade poderia ter sido ainda maior, caso não se tivesse limitado a resistência de ponta a 9,8MPa. Por outro lado, no caso do atrito lateral, as incertezas na estimativa são bem menores. Os valores de K, σ'_v e δ, presentes na expressão (4.2), bem como os valores de α e S_u, das expressões (4.5) e (4.6), apresentam um nível de incerteza muito menor na sua determinação.

Outro aspecto que pode ser observado das Tabelas anteriores é de que apesar dos dois modelos de cálculo apresentarem diferenças às vezes significativas entre os valores esperados da resistência do solo durante a cravação, o que será detalhado no próximo item, as distribuições de resistência percentuais na ponta e, conseqüentemente, no atrito, são aproximadamente equivalentes.

4.7. Comparação entre as Estimativas "A Priori" da Resistência durante a Cravação pelos dois Modelos de Cálculo

Os resultados que compõem as tabelas anteriores podem ser visualizados na Figura 4.10, onde no eixo horizontal estão representados os valores esperados das estimativas "a priori" da resistência durante a cravação pelo modelo de cálculo adaptado do método de Decourt e Quaresma (1978) e no eixo vertical pelo modelo adaptado do método do Corps of Engineers (2005).

Procurou-se estabelecer a relação entre os dois modelos através da melhor reta que passa pela origem dos eixos, segundo Bussab (1986).

$$b = \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \qquad (4.25)$$

$$R^2 = \frac{b^2 \sum x_i^2}{\sum y_i^2} \qquad (4.26)$$

onde b é o coeficiente linear da reta (ou seja, relação $\mu^P_{Q\,US\ CORPS} \Big/ \mu^P_{Q\ DECOURT}$) e R é o coeficiente de explicação.

O valor de b expressa a relação entre os dois modelos de cálculo, $\mu^P_{Q\,US\ CORPS} \Big/ \mu^P_{Q\ DECOURT}$, em relação à estimativa "a priori".

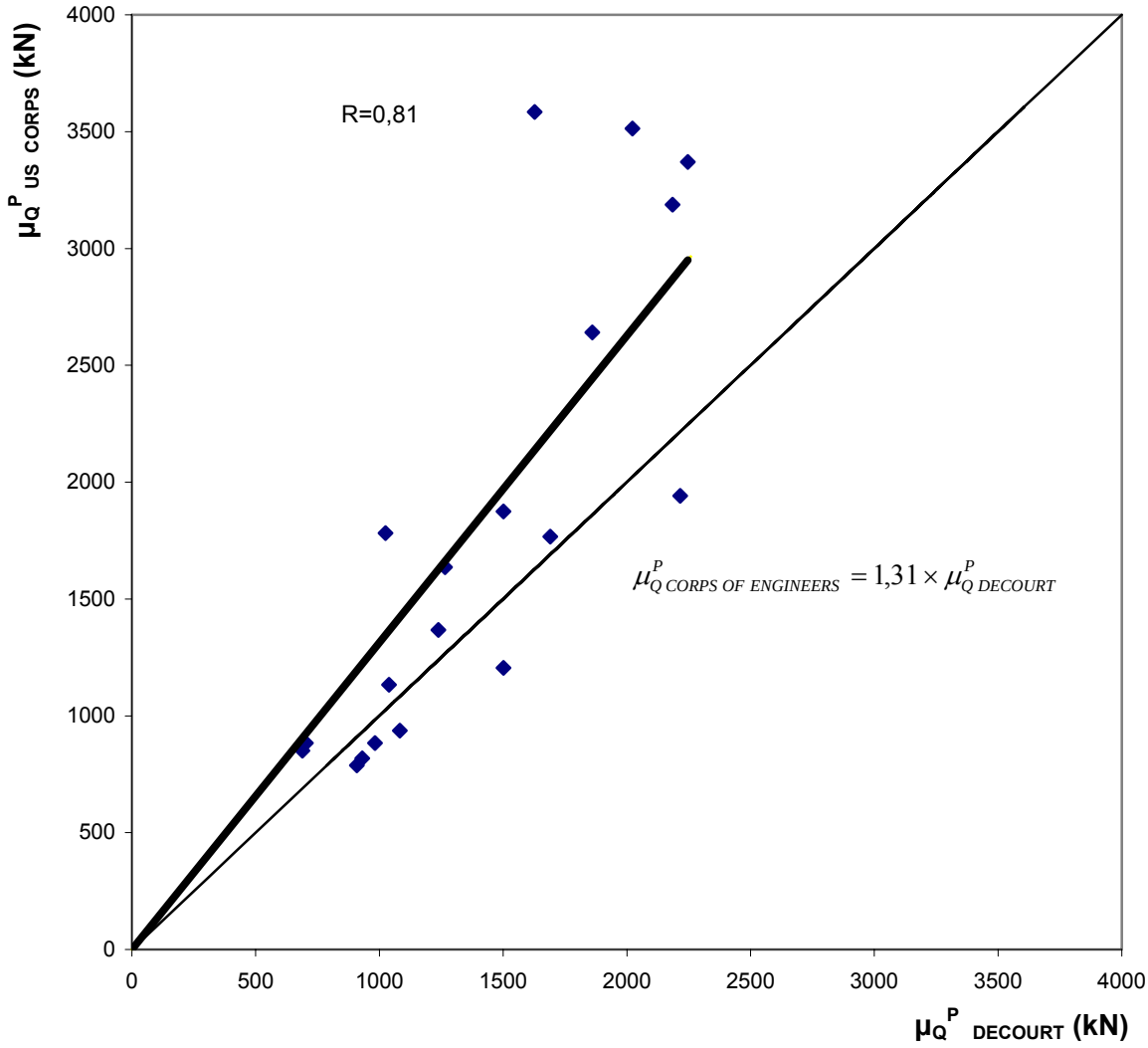


Figura 4.10. Correlação, passando pela origem, entre os valores esperados "a priori" de resistência oferecida pelo solo durante a cravação pelos dois modelos.

Na Figura 4.10, a reta a 45° ilustra que, para a maior parte das estacas, o método adaptado do US Corps of Engineers forneceu estimativas "a priori" mais elevadas, cerca de 31 % superiores em termos globais em relação ao método adaptado de Decourt (1978).

5. Retro análise da Resistência do Solo Durante a Cravação a Partir dos Registros de Campo. Função de Verossimilhança

5.1. Generalidades

Os registros de campo obtidos durante a execução refletem a resistência provável mobilizada pelo solo por ocasião da cravação da estaca, ou seja, uma estimativa "objetiva" de resistência, enquanto a estimativa procedida no capítulo anterior é aquela calculada antes da execução ("a-priori"), podendo ser considerada uma estimativa "subjetiva", Lacasse et al (1991).

O Programa GRLWEAP (2005) será utilizado nesta dissertação para a estimativa da distribuição provável ("objetiva") da resistência mobilizada pelo solo durante a cravação para posterior aplicação do teorema de Bayes, visando à atualização desta resistência.

A aplicação do programa GRLWEAP (2005), que simula a cravação da estaca através da equação da onda, necessita de parâmetros de entrada que apresentam certa incerteza, alguns deles tendo um maior impacto nos resultados, merecendo, portanto, tratamento diferenciado. Outros parâmetros, de menor relevância nos resultados, podem ter sua incerteza grupada numa variância única.

Guttormsen (1987) procedeu a um estudo paramétrico utilizando o programa WEAP (1986) com o objetivo de auxiliar o usuário do programa na avaliação dos parâmetros cuja incerteza deve ser tratada separadamente e daqueles parâmetros cuja incerteza possa ser grupada numa variância única. A análise paramétrica incluiu a eficiência do martelo, a porcentagem de atrito e sua distribuição ao longo do fuste da estaca, o amortecimento de atrito e de ponta do modelo de Smith (1960), o coeficiente de restituição do coxim e do cepo, o módulo de elasticidade do coxim e o comprimento dos elementos da estaca.

A análise foi procedida para uma estaca offshore circular metálica de ponta aberta, com cerca de 1,2m de diâmetro externo e 55m de penetração em solo argiloso. Guttormsen (1987) verificou que a eficiência do martelo, normalmente considerada entre 60 e 90%, é uma das fontes de maior incerteza nas previsões de cravabilidade. Segundo aquele autor, os fabricantes dos martelos geralmente apresentam limites superiores de eficiência, assumindo que tudo esteja funcionando perfeitamente. Contudo, durante as cravações offshore as eficiências podem se situar em patamares significativamente inferiores aos especificados, face às deficiências na manutenção dos martelos. Se este é o caso das estacas offshore, cujas dimensões e dificuldades de execução requerem um controle muito

mais rigoroso dos martelos, nas estacas em terra, objeto da presente pesquisa, patamares ainda menores de eficiência podem ser esperados. Guttormsen (1987) sugere que os estudos de cravabilidade de estacas offshore sejam procedidos com uma faixa de incerteza na eficiência de cerca de 10%. Para o estudo paramétrico que o autor procedeu para uma estaca offshore com uso do martelo Menck M4600, por exemplo, ele utilizou uma eficiência média de 67%, enquanto o fabricante recomendava 75%. Guttormsen (1987) utilizou uma faixa de variação de 60,3 a 73,7%.

Na presente pesquisa, onde se utilizou o banco de dados da obra descrita no capítulo 3, em que os martelos utilizados foram de queda livre, será utilizada uma eficiência média de 60% associada a uma incerteza de cerca de15%, ou seja, uma faixa de variação de 50% a 70%.

A porcentagem de mobilização do atrito lateral, em relação à resistência total mobilizada durante a cravação, costuma ser uma variável sensível no estudo da cravabilidade. A distribuição do atrito ao longo da profundidade só costuma ser relevante quando a porcentagem de atrito é alta. Na presente pesquisa, procurou-se adotar a mesma situação de embuchamento ou não embuchamento (a correspondente à menor resistência) obtida da previsão, tratada no capítulo anterior, associada a uma porcentagem de atrito correspondente ao valor esperado da previsão “a priori” considerando um valor compreendido entre os dois métodos estudados no capítulo 4, que forneceram percentuais em geral muito próximos. Para a distribuição do atrito, procurou-se proceder a um perfil de distribuição que contemplasse a distribuição média da previsão obtida pelos dois métodos no capítulo anterior. Quanto à condição de embuchamento, considerou-se a mesma situação da previsão “a priori” para a profundidade final (em geral embuchada). Porém, o valor do peso específico da estaca, para entrada no programa GRLWEAP (2005), foi majorado, considerando-se o peso da bucha de solo no interior da estaca, correspondente aos trechos em que se previu a penetração não embuchada da estaca. Exemplificando: para a estaca P119 do Setor D, que possui 19,6m de comprimento, 33cm de diâmetrpo externo e 18cm de diâmetro interno, o peso específico da estaca levando-se em consideração a bucha foi determinado da seguinte maneira:

$$\gamma_c = 25kN/m^3 + \left(7m \times 14kN/m^3 + 4m \times 20kN/m^3 + 3m \times 19kN/m^3\right) \times \frac{A_{núcleo}}{A_{anel} \times 19{,}6m}$$

$$\gamma_c = 25kN/m^3 + \left(7m \times 14kN/m^3 + 4m \times 20kN/m^3 + 3m \times 19kN/m^3\right) \times \frac{0{,}025}{0{,}060 \times 19{,}6m} = 30kN/m^3$$

onde:

- $25kN/m^3$ corresponde ao peso específico do concreto;
- 7m corresponde à espessura da camada de argila mole e 14kN/m^3 seu peso específico;
- 4m corresponde à espessura da camada de areia média e grossa subjacente à camada de - argila mole, e 20kN/m^3 seu peso específico;
- 3m representa a espessura do trecho de solo residual que penetrou na estaca e 19kN/m^3 seu peso específico;
- $A_{núcleo}$ corresponde à área da seção transversal do núcleo da estaca (trecho da bucha);
- A_{anel} corresponde à área da seção transversal anelar da estaca.

Os amortecimentos de atrito e de ponta também foram considerados parâmetros importantes no estudo de sensitividade efetuado por Guttormsen (1987), que ressalta que muitos engenheiros costumam utilizar tais fatores como aqueles que melhor se ajustam a valores de medições de campo. Se nenhum dado experimental for disponível, a sugestão de Guttormsen (1987) é de que sejam utilizadas as recomendações do manual do programa. Este procedimento foi também adotado.

Quanto à escolha do número de segmentos da estaca, Guttormsen (1987) verificou que esta escolha está sempre condicionada ao esforço computacional e à acurácia dos resultados. O autor variou o comprimento dos elementos entre 1 e 1,6m verificando que a influência desta variação foi desprezível nos resultados das análises.

Uma variação de cerca de 20% no módulo de elasticidade do coxim teve também uma influência muito pouco significativa nos resultados das análises daquele autor. Uma variação da mesma ordem no coeficiente de restituição da estaca também mostrou influência desprezível nos resultados. Já uma variação da mesma ordem no amortecedor do martelo apresentou um efeito mensurável. Porém, Guttormsen (1987) ressalta que informações sobre o amortecedor do martelo em geral não são disponíveis.

Cabe destacar que nas estacas metálicas não se costuma adotar coxim como amortecedor da estaca, diferentemente das estacas de concreto, objeto da presente pesquisa.

O autor da presente pesquisa, com base nas análises de Guttormsen (1987), bem como de outros estudos paramétricos disponíveis, como em Nakao (1981), procedeu às análises da estimativa “objetiva”, com base no programa GRLWEAP (2005), conforme descrito no próximo item.

5.2. Procedimento Utilizado nas Análises da Estimativa "Objetiva"

A curva esperada de cravabilidade, obtida através dos parâmetros médios selecionados para cada uma das variáveis do problema em estudo, foi obtida pelo autor da presente pesquisa com base nas sugestões do manual do GRLWEAP (2005) e na análise criteriosa das sondagens, dos diagramas de cravação e das estimativas da resistência durante a cravação. Em relação à variância, procurou-se incorporar às análises da presente pesquisa as sugestões de Guttormsen (1987), que procedeu à aplicação da teoria Bayesiana à atualização da estimativa de estacas offshore.

Guttormsen (1987), com base nos resultados de sua análise paramétrica, separou duas fontes de incerteza na análise de cravabilidade. Face à relevância da incerteza da eficiência do martelo no resultado das análises, a variância foi considerada de forma isolada. As variâncias devidas à incerteza dos demais parâmetros foram incorporadas a uma variância única, obtida a partir de um coeficiente de variação, denominado por Ω, baseado na experiência do projetista.

Guttormsen (1987) sugere, assim, que esta variância total da estimativa através do estudo pela equação da onda, σ_T , seja obtida por:

$$\sigma_T^2 = \sigma_H^2 + \sigma_L^2 \qquad (5.1)$$

sendo σ_H^2 a variância relativa à eficiência do martelo e σ_L^2 àquela devida à incerteza nos demais parâmetros (admitindo independência estatística).

O procedimento proposto por Guttormsen (1987) consiste nos seguintes passos:

i) Executar inicialmente o programa da equação da onda para os parâmetros médios selecionados, incluindo a eficiência média, obtendo-se a curva esperada de cravabilidade.

ii) Com o número de golpes por penetração obtido dos registros da obra para a estaca em análise (inverso ao valor da nega), entra-se no eixo das abscissas da curva de cravabilidade e obtém-se, no eixo das ordenadas, o valor esperado da resistência do solo durante a cravação, Figura 5.1.

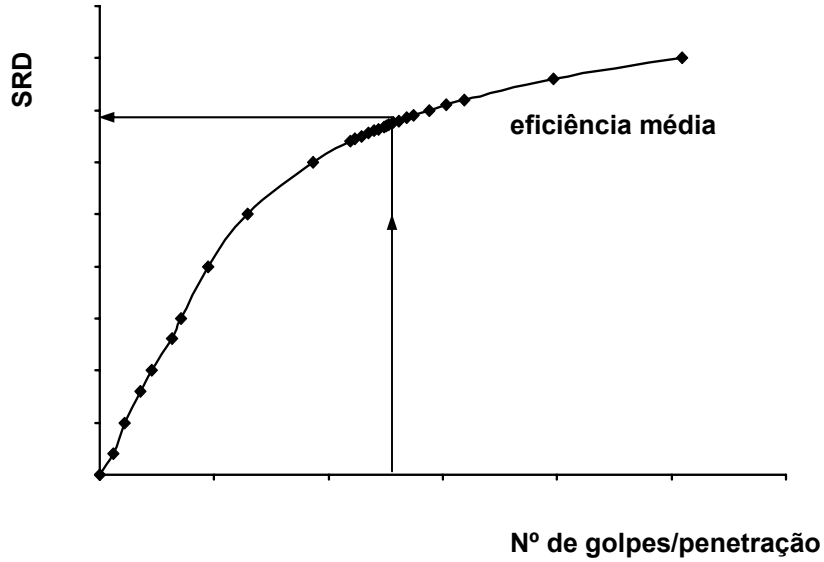


Figura 5.1. Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração.

iii) Executando o programa para o limite inferior da faixa de incerteza da eficiência e, em seguida, para o limite superior da mesma faixa, se obtém duas outras curvas de cravabilidade que delimitam uma região onde devem se situar as curvas correspondentes à faixa de incerteza selecionada para a eficiência do martelo.

iv) Entrando-se no eixo das ordenadas com a resistência dinâmica esperada obtida em ii), nas curvas de cravabilidade correspondentes aos limites superiores e inferiores de eficiência, obtém-se, respectivamente, o limite inferior, n_1, e superior, n_2, do número de golpes por penetração, Figura 5.2.

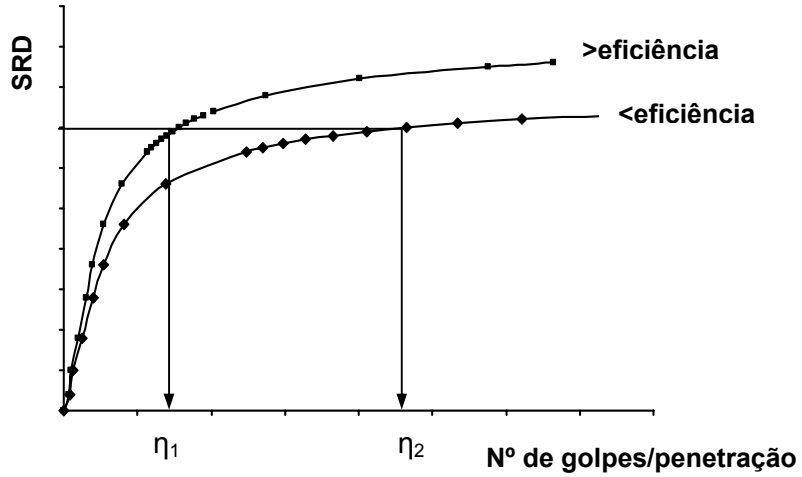


Figura 5.2. Obtenção dos limites (inferior e superior) do número de golpes por penetração, correspondentes ao valor esperado da resistência mobilizada durante a cravação.

A variância σ_H^2 em relação ao número de golpes é calculada por Guttormsen (1987) como:

$$\sigma_H^2 = \left[\frac{n_1 - n_2}{2}\right]^2 \qquad (5.2)$$

A parcela σ_L^2 da variância devida às demais incertezas pode ser calculada, segundo Guttormsen (1987) como:

$$\sigma_L^2 = (\Omega \mu_N)^2 \qquad (5.3)$$

onde Ω, coeficiente de variação relativo à incerteza das demais variáveis, que deve ser selecionado com base na experiência do projetista e μ_N o valor esperado do número de golpes. Com base na extensa experiência obtida na análise de diversas obras de cravação "offshore" acompanhadas no NGI (Norwegian Geotechnical Institute), Guttormsen (1987) sugere a adoção de um coeficiente de variação de 0,10. Conhecidos os valores de σ_H e σ_L, através da aplicação das expressões anteriores, obtém-se o valor da variância total, σ_T^2, em relação ao número de golpes por penetração, através da expressão (5.1). Continuando o procedimento proposto por Guttormsen (1987), tem-se:

v) Para o número de golpes medido, no eixo das abscissas, obteve-se, no item ii, o valor da resistência esperada na cravação, para a curva correspondente à eficiência média. Introduzindo-se agora a faixa de valores do número de golpes no eixo das abscissas, valor medido menos desvio padrão e valor medido mais desvio padrão, na curva de cravabilidade correspondente à eficiência média, obtém-se, finalmente, o limite inferior da resistência mobilizada durante a cravação (valor esperado menos o desvio padrão) e o limite superior da resistência mobilizada durante a cravação (valor esperado mais o desvio padrão).

Exemplificando, para a estaca P157, do Setor M, os resultados são apresentados graficamente conforme ilustra a figura 5.3.

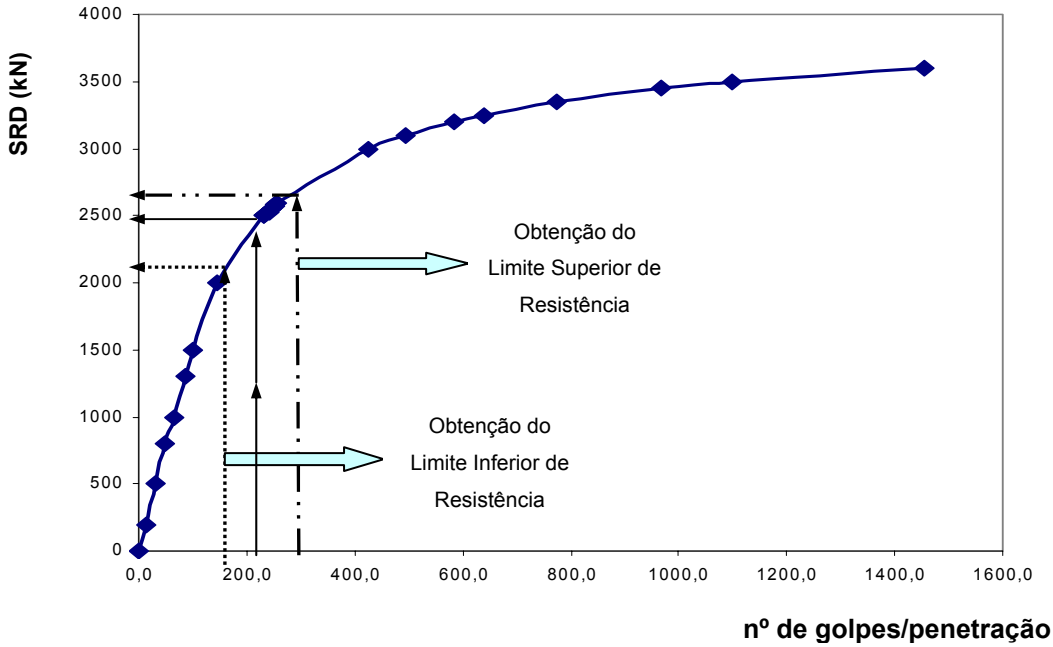


Figura 5.3. Obtenção dos limites (inferior e superior) da resistência do solo durante a cravação em função do número de golpes por penetração.

vi) O quadrado do desvio padrão obtido em v) corresponde à variância da resistência mobilizada durante a cravação.

O procedimento descrito anteriormente permite, assim, a obtenção da estimativa do valor esperado e da variância da distribuição provável ("objetiva") da capacidade de carga durante a cravação.

Nas análises procedidas nesta pesquisa, exemplificada para uma das estacas no Anexo G, o autor adotou um valor de coeficiente de variação Ω, para os demais parâmetros (exceto eficiência), de 0,12, procurando contemplar também a incerteza quanto ao coxim, que não está usualmente presente nas análises de estacas metálicas offshore.

Cabe destacar também, conforme sinaliza a Figura 5.3, que dependendo do trecho da curva de cravabilidade em que se situam o valor esperado e o desvio, o valor esperado não se localiza na média do intervalo dos valores extremos de SRD. Nestes casos, procurou-se adotar como desvio a maior diferença em relação ao valor esperado.

5.3. Resumo dos Resultados do Valor Esperado e Variância da Estimativa "Objetiva"

A Tabela 5.1 resume os resultados obtidos para a estimativa, desvio e coeficiente de variação dos valores de resistência do solo durante a cravação, obtidos da função de verossimilhança, para as estacas analisadas.

Tabela 5.1. Parâmetros da distribuição da função de verossimilhança da resistência do solo durante a cravação para os Setores analisados.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q^L (em kN)	Desvio padrão σ_Q^L (em kN)	Coeficiente de Variação σ_Q^L / μ_Q^L
M	P 157	2556,00	552,00	(0,22)
	P 169B	1579,00	132,00	(0,08)
	P 122C	1815,00	276,00	(0,15)
	P 109B	1875,00	135,00	(0,07)
	P 190	2010,00	302,00	(0,15)
G	P 203A	1000,00	217,00	(0,22)
	P 203B	1458,00	250,00	(0,17)
	P 215A	984,00	157,00	(0,16)
F	P 138	1120,00	190,00	(0,17)
	P 184	1154,00	177,00	(0,15)
N	P 109D	1080,00	133,00	(0,12)
	P 137B	660,00	114,00	(0,17)
	P 170A	700,00	175,00	(0,11)
	P 209B	1275,00	130,00	(0,10)
	P 210B	1280,00	205,00	(0,16)
	P 227D	860,00	136,00	(0,16)
	P 242	1410,00	190,00	(0,13)
	P 243C	1550,00	242,00	(0,16)
	P C6	1340,00	170,00	(0,13)

Cabe destacar que os coeficientes de variação obtidos da função de verossimilhança foram muito inferiores aos valores obtidos, em temos globais, das estimativas “a priori”, com base em ambos os modelos de cálculo. De fato, a distribuição de verossimilhança foi obtida com os registros de cravação de cada estaca, no local de sua execução. Embora estejam presentes as incertezas quanto à eficiência do martelo, bem como dos demais parâmetros utilizados na retro-análise realizada neste capítulo, não são consideradas, na distribuição da função de verossimilhança, as variações espaciais do perfil do subsolo, originárias da grande variabilidade existente no perfil de solo residual.

6. Atualização da Capacidade de Carga

6.1. Generalidades

A Figura 6.1 mostra a função densidade de probabilidade da resistência do solo durante a cravação. O teorema de Bayes permite a obtenção da distribuição “a posteriori”, a partir da estimativa da distribuição “a priori” e da distribuição da função de verossimilhança. As equações 6.1 e 6.2 apresentadas por Lacasse et al (1989,1991) e Lacasse e Goulois (1989), baseadas no teorema de Bayes, possibilitam, assim, o cálculo da estimativa do valor esperado e da variância da resistência atualizada do solo durante a cravação, “a posteriori”, em função do valor esperado e da variância da estimativa “a priori” e da distribuição probabilística da função de verossimilhança.

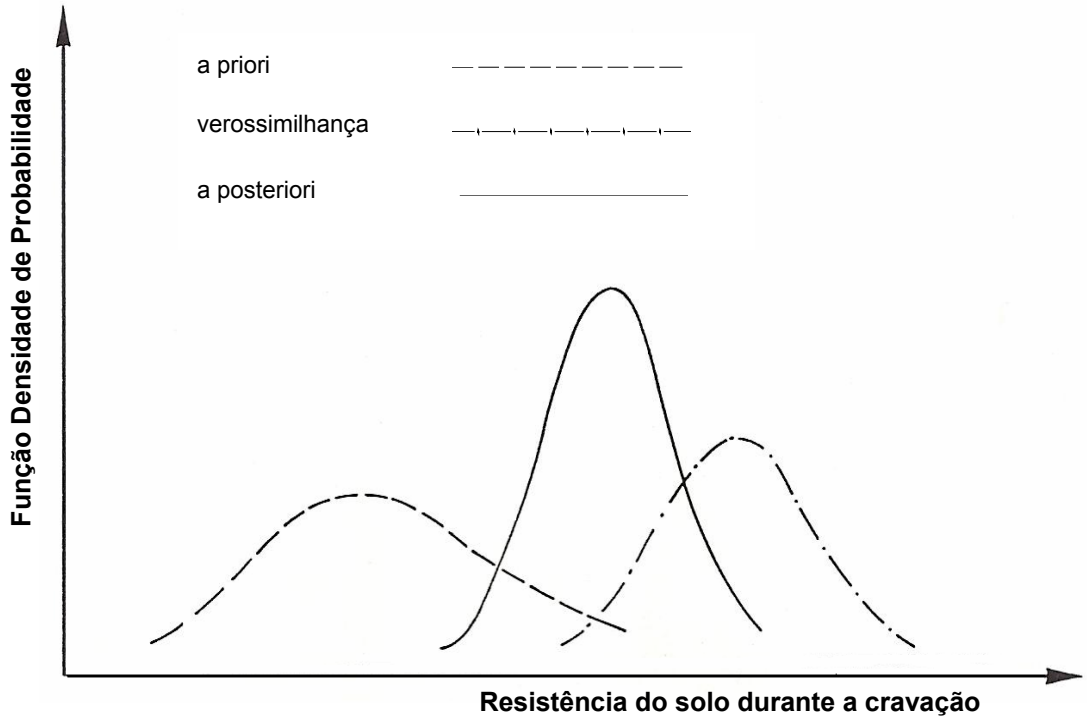


Figura 6.1. Relação entre as distribuições “a priori”, de verossimilhança e “a posteriori” das resistências do solo durante a cravação, Guttormsen (1987), Lacasse e Goulois (1989), Lacasse et al. (1991).

$$\mu_Q = \frac{\sigma_{Q\,.}^{2,L}\ \mu_Q^P\ +\ \sigma_{Q\,.}^{2,P}\ \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2,L}\ +\ \sigma_Q^{2,P}} \qquad (\ 6.1\ )$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2,L}\ .\ \sigma_Q^{2,P}}{\sigma_Q^{2,L}\ +\ \sigma_Q^{2,P}} \qquad (\ 6.2\ )$$

Nas equações (6.1) e (6.2) μ_Q é o valor esperado da resistência atualizada do solo durante a cravação, ou seja, obtida "a posteriori", enquanto μ_Q^P e μ_Q^L são, respectivamente, o valor esperado da resistência prevista originalmente ("a priori") e aquela obtida a partir dos dados de cravação no campo (função de verossimilhança). O valor de σ_Q^2 designa a variância da distribuição atualizada da resistência do solo durante a cravação ("a posteriori") e $\sigma_Q^{2,P}$ e $\sigma_Q^{2,L}$ são, respectivamente, as variâncias da distribuição prevista originalmente, pelos ensaios de campo, "a priori", e a partir dos registros de cravação (pela função de verossimilhança).

6.2. Resumo dos Resultados do Valor Esperado e Variância da Estimativa Atualizada "a Posteriori"

As equações (6.1) e (6.2) indicadas anteriormente, obtidas a partir da aplicação do teorema de Bayes, permitem que se combinem as duas fontes de informação obtidas nas Tabelas do Capítulo 4 e do Capítulo 5, ou seja, a distribuição "a priori" da resistência do solo mobilizada durante a cravação, e a distribuição da função de verossimilhança, de forma a se obter uma previsão "a posteriori", ou seja, atualizada, da resistência oferecida pelo solo durante a cravação.

A Tabela 6.1 resume os resultados encontrados considerando, como estimativa "a priori", o modelo de cálculo de Decourt e Quaresma (1978). A Tabela 6.2 resume os mesmos resultados, quando é utilizado, para a estimativa "a priori", o método do US Corps of Engineers (2005).

Tabela 6.1. Parâmetros da distribuição "a posteriori" da resistência do solo durante a cravação para o Método de Decourt-Quaresma para os Setores analisados.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q (em kN)	Desvio padrão σ_Q (em kN)	Coeficiente de Variação σ_Q / μ_Q
M	P 157	2494,79	504,45	(0,20)
	P 169B	1608,36	124,91	(0,08)
	P 122C	1886,23	223,56	(0,12)
	P 109B	1883,31	133,39	(0,07)
	P 190	1907,92	258,68	(0,14)
G	P 203A	950,74	116,62	(0,12)
	P 203B	1037,55	121,01	(0,12)
	P 215A	983,02	102,42	(0,10)
F	P 138	1094,32	105,92	(0,10)
	P 184	1191,16	132,61	(0,11)
N	P 109D	1248,75	122,73	(0,10)
	P 137B	661,20	111,58	(0,17)
	P 170A	701,06	139,33	(0,20)
	P 209B	1274,53	126,90	(0,10)
	P 210B	1295,48	201,09	(0,16)
	P 227D	877,94	128,36	(0,15)
	P 242	1417,82	181,71	(0,13)
	P 243C	1543,69	225,68	(0,15)
	P C6	1284,40	153,51	(0,12)

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

Comparando-se a Tabela 6.1 com as Tabelas 4.1 e 5.1 observa-se que a resistência do solo durante a cravação obtida "a posteriori" está sempre compreendida entre os valores obtidos "a priori" e os correspondentes à função de verossimilhança, se aproximando mais do valor que apresente a menor variância.

Verifica-se, também, que o coeficiente de variação da distribuição "a posteriori" é sempre menor que o das demais distribuições. Este fato é bastante compreensível, já que a distribuição à "posteriori" inclui ambas as informações, ou seja, a estimativa "a priori" e a função de verossimilhança, reduzindo a margem de incerteza da estimativa.

Tabela 6.2. Parâmetros da distribuição "a posteriori" da resistência do solo durante a cravação para o Método do US Army Corps (2005) para os Setores analisados.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q (em kN)	Desvio padrão σ_Q (kN)	Coeficiente de Variação (σ_Q/ μ_Q)
M	P 157	2609,86	527,92	(0,20)
	P 169B	1604,73	130,39	(0,08)
	P 122C	1881,27	270,56	(0,14)
	P 109B	1896,85	134,01	(0,07)
	P 190	2047,67	298,36	(0,15)
G	P 203A	848,16	88,21	(0,10)
	P 203B	919,81	110,99	(0,12)
	P 215A	916,83	90,44	(0,10)
F	P 138	1000,20	111,54	(0,11)
	P 184	1255,03	128,27	(0,10)
N	P 109D	1142,31	128,10	(0,11)
	P 137B	667,03	111,88	(0,17)
	P 170A	733,00	158,41	(0,22)
	P 209B	1280,61	128,99	(0,10)
	P 210B	1294,59	201,91	(0,16)
	P 227D	875,63	134,84	(0,15)
	P 242	1394,94	182,87	(0,13)
	P 243C	1562,80	237,19	(0,15)
	P C6	1320,15	161,63	(0,12)

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

Comparando-se agora as Tabelas 6.1 e 6.2 podem ser observados dois aspectos bem relevantes:

i) Verifica-se que a atualização procedida forneceu valores muito próximos de resistência do solo durante a cravação, com a utilização dos dois diferentes modelos, embora se tenha observado diferenças significativas entre os modelos de cálculo para as estimativas "a priori", com valores superiores para o método do US Army Corps (2005). Este aspecto será também analisado no item 6.4.

ii) Os coeficientes de variação da distribuição atualizada também são muito próximos, para os dois modelos de cálculo, e sempre inferiores aos da distribuição "a priori" e aos da distribuição de verossimilhança.

Esta constatação parece indicar que a influência da distribuição de verossimilhança foi muito relevante neste caso, tendo sido capaz de reduzir bastante as incertezas decorrentes dos dois modelos distintos de cálculo após a atualização, “a posteriori”.

6.3. Qualidade da Atualização

Guttormsen (1987), ao aplicar a teoria Bayesiana às estacas offshore, ilustra ainda a definição de um indicador de falha, “failure indicador”, capaz de avaliar a qualidade do resultado da atualização. Segundo aquele autor, o indicador de falha representa a diferença entre a estimativa “a priori” e aquela obtida pela função de verossimilhança, normalizada em relação à raiz quadrada da soma da variância da estimativa “a priori” e da obtida pela função de verossimilhança.

O indicador de falha é definido por:

$$D = \frac{\mu_Q^L - \mu_Q^P}{\sqrt{(\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P})}} \qquad (6.3)$$

Os valores de μ_Q^L e μ_Q^P correspondem, respectivamente, aos valores esperados da resistência durante a cravação obtida pela função de verossimilhança e pela estimativa “a priori”. Já os valores de σ_Q^L e σ_Q^P são os desvios padrão, cujos quadrados fornecem as variâncias, respectivamente, da distribuição de verossimilhança e da distribuição “a priori”.

Guttormsen (1987) ressalta que:

(i) um valor de D igual a zero indica que a estimativa “a priori” e a obtida da função de verossimilhança são iguais. A atualização, neste caso, somente influenciará (reduzirá) a estimativa “a posteriori” da variância.

(ii) um pequeno valor de D (menor que ± 1,5) indica uma atualização satisfatória da resistência oferecida durante a cravação.

(iii) um valor positivo de D indica que a estimativa “a posteriori” será superior àquela obtida “a priori”.

(iv) um valor negativo de D indica que a estimativa “a posteriori” será inferior àquela obtida “a priori”.

As Tabelas 6.3 e 6.4 ilustram os resultados obtidos dos indicadores de falha para as estacas analisadas.

Tabela 6.3. Verificação da qualidade da atualização para os Setores analisados levando-se em consideração o Método de Decourt e Quaresma para análise a priori.

Setor	Estaca	Indicador de falha (D)
M	P 157	0,27
	P 169B	-0,69
	P 122C	-0,44
	P 109B	-0,42
	P 190	0,66
G	P 203A	0,27
	P 203B	1,92
	P 215A	0,01
F	P 138	0,16
	P 184	-0,32
N	P 109D	-3,29
	P 137B	-0,05
	P 170A	-0,01
N	P 209B	0,02
	P 210B	-0,39
	P 227D	-0,40
	P 242	-0,14
	P 243C	0,07
	P C6	0,76

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

Tabela 6.4. Verificação da qualidade da atualização para os Setores analisados levando-se em consideração o Método do US Army Corps os Engineers para análise a priori.

Setor	Estaca	Indicador de falha (D)
M	P 157	-0,33
	P 169B	-1,25
	P 122C	-1,22
	P 109B	-1,34
	P 190	-0,81
G	P 203A	0,77
	P 203B	2,40
	P 215A	0,52
F	P 138	0,78
	P 184	-0,82
N	P 109D	-1,74

Continuação da Tabela 6.4

Setor	Estaca	Indicador de falha (D)
N	P 137B	-0,32
	P 170A	-0,44
	P 209B	-0,35
	P 210B	-0,41
	P 227D	-0,88
	P 242	0,29
	P 243C	-0,27
	P C6	0,38

Nota: Os dados geométricos das estacas constam na Tabela 3.5.

As Tabelas 6.3 e 6.4 mostram apenas 2 indicadores de falha elevados para ambos os modelos de cálculo da estimativa “a priori”, representando cerca de 11% do total das análises. Este percentual de falha é bem reduzido quando comparado ao encontrado nas análises de Guttormsen (1987), que chegou a indicadores elevados para 4 das 8 estacas offshore por ele analisadas. Observa-se também que embora os indicadores de falha tenham sido, em geral, inferiores para o método adaptado de Decourt e Quaresma (1978), ambos os métodos mostram indicadores de falha fora da faixa satisfatória para as mesmas estacas, a 203B do Setor G e a P109D do Setor N.

A razão de elevado indicador de falha, segundo reporta Guttormsen (1987), deve ser investigada em termos do perfil de solo representativo, parâmetros utilizados no programa GRLWEAP (2005) e incertezas no método de previsão da resistência “a priori”.

Para o caso de obra em análise, que revelou elevado indicador de falha para as mesmas estacas em ambos os modelos, pode ter ocorrido, possivelmente, uma diferença significativa no perfil de solo na vertical das estacas, em relação ao perfil geotécnico escolhido como representativo da região onde as estacas se inserem, uma vez que os parâmetros utilizados no programa GRLWEAP (2005) foram escolhidos em função do perfil típico representativo de cada região analisada.

6.4. Comparação entre as Estimativas “A Posteriori” da Resistência durante a Cravação pelos dois Modelos de Cálculo

Os resultados que compõem as tabelas anteriores podem ser visualizados na Figura 6.2, onde no eixo horizontal estão representados os valores esperados das estimativas “a posteriori” da resistência durante a cravação pelo modelo de cálculo adaptado do método de

Decourt e Quaresma (1978) e no eixo vertical pelo modelo adaptado do Método do US Corps of Engineers (2005).

Procurou-se estabelecer a relação entre os dois modelos através da melhor reta que passa pela origem dos eixos, através das mesmas expressões de Bussab (1986) indicadas no item 4.7.

O valor de b neste caso expressa a relação entre os dois modelos de cálculo, $\mu_{Q,US\ Corps}$ / $\mu_{Q,Decourt}$, em relação à estimativa "a posteriori".

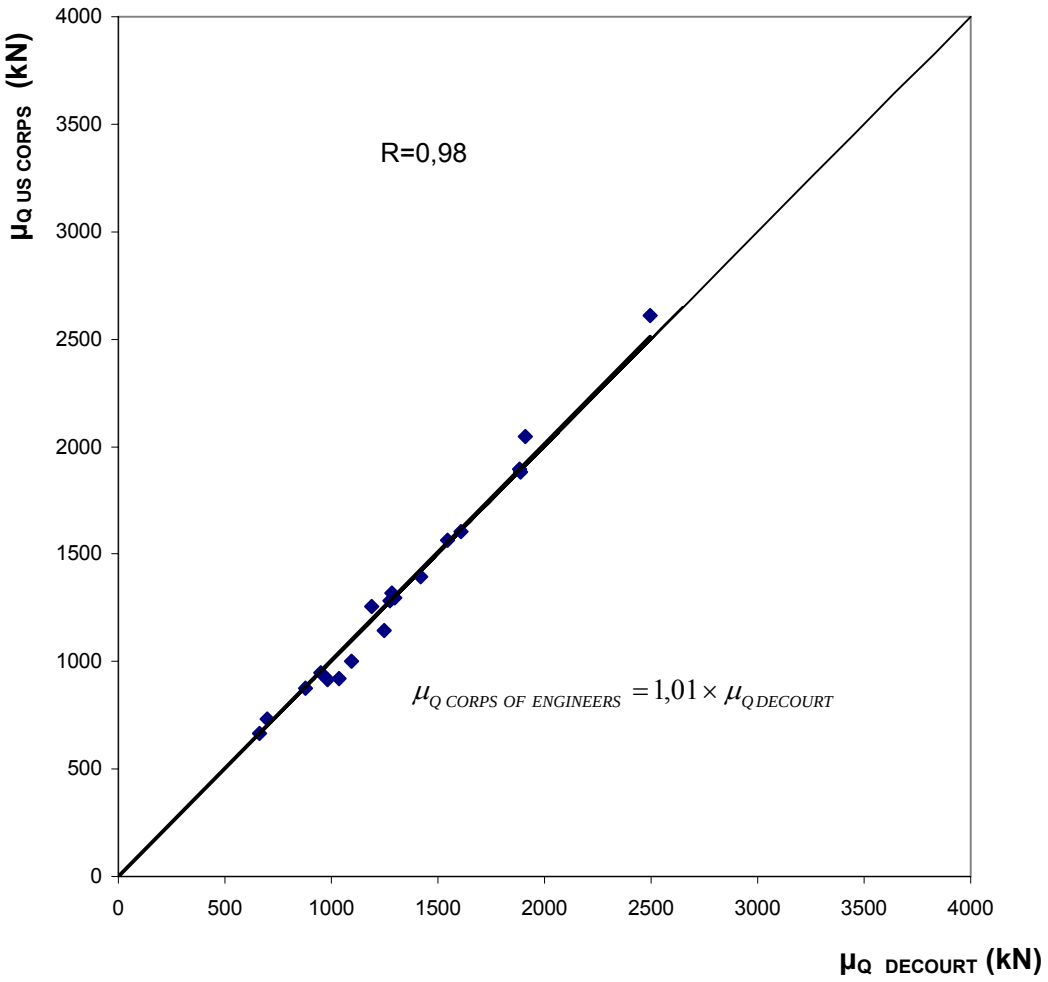


Figura 6.2. Correlação, passando pela origem, entre os valores esperados "a posteriori" de resistência oferecida pelo solo durante a cravação pelos dois modelos.

Na Figura 6.2, a reta a 45° encontra-se praticamente coincidente com a da correlação, evidenciada pela relação de 1,01 entre os modelos, na estimativa "a posteriori". A Figura 6.2 também indica um coeficiente de explicação bastante alto e revela que a atualização foi capaz de reduzir bastante, praticamente eliminando, a influência das incertezas quanto ao modelo utilizado na previsão "a priori".

7. Comparação entre as Resistências Atualizadas durante a Cravação (“A Posteriori”) com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas

Uma análise comparativa será realizada, para cada um dos modelos, entre os resultados da estimativa atualizada e os das provas de carga dinâmicas. Alguns destes resultados foram obtidos pelo método de Case e outros pelo método Capwap, conforme indicado nas tabelas deste capítulo. Como as provas de carga foram realizadas após um tempo de repouso e as estimativas foram procedidas ao final da cravação contínua, as diferenças entre os valores esperados e os experimentais refletem, de certa forma, o efeito do acréscimo de resistência que ocorreu entre o período de final de cravação e o ensaio, além das demais incertezas. Esta recuperação de resistência se refere à resistência mobilizada na prova de carga dinâmica, a qual depende do nível de energia imposto, o que não necessariamente corresponde ao valor de resistência máxima disponível.

A Tabela 7.1 fornece as datas de cravação e ensaio, bem como a caracterização do solo nas profundidades de assentamento de cada uma das estacas analisadas.

Tabela 7.1. Relação das estacas analisadas, data do final da cravação, da realização dos ensaios, intervalo entre os dois eventos e natureza do solo na profundidade de embutimento da ponta das estacas.

Setor	Estaca	Final da Cravação	Data do Ensaio	Intervalo (Dias)	Solo de Embutimento
M	P 157	09/07/2005	22/08/2005	44	Areia Média e Grossa Siltosa, medianamente compacta e compacta (Solo Residual)
	P 169B	08/07/2005	22/08/2005	45	
	P 122C	30/08/2005	22/09/2005	23	Silte Arenoso, medianamente compacto (Solo Residual)
	P 109B	10/09/2005	22/09/2005	12	
	P 190	10/09/2005	22/09/2005	12	
G	P 203A	11/03/2005	30/03/2005	19	Silte Argiloso Médio e Rijo (Solo Residual)
	P 203B	11/03/2005	30/03/2005	19	
	P 215A	10/03/2005	30/03/2005	20	
F	P 138	18/03/2005	30/03/2005	12	Silte Argiloso Médio e Rijo (Solo Residual)
	P 184	29/03/2005	12/05/2005	44	

Continuação da Tabela 7.1.

Setor	Estaca	Final da Cravação	Data do Ensaio	Intervalo (Dias)	Solo de Embutimento
N	P 109D	14/06/2005	22/06/2005	12	Silte Arenoso Medianamente Compacto (Solo Residual)
	P 137B	23/03/2005	30/03/2005	7	
	P 170A	08/06/2005	22/06/2005	14	
	P 209B	02/05/2005	12/05/2005	10	
	P 210B	03/05/2005	13/05/2005	10	
	P 227D	12/08/2005	22/08/2005	10	
	P 242	28/04/2005	12/05/2005	14	
	P 243C	09/08/2005	22/08/2005	13	
	P C6	13/08/2005	22/08/2005	9	

As Tabelas 7.2 e 7.3 comparam, para os dois modelos estudados, os resultados atualizados da estimativa com os valores experimentais, indicando também os valores esperados somados e reduzidos do desvio padrão.

Tabela 7.2. Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método de Decourt e Quaresma para estimativa a priori.

Setor	Estaca	Valor Esperado (SRD) (kN)	Valor Esperado (SRD) - Desvio (kN)	Valor Esperado (SRD) + Desvio (kN)	Prova de Carga Dinâmica (kN) CASE
M	P 157*	2494,79	1990,34	2999,24	1306**
	P 169B	1608,36	1483,45	1733,27	1600
	P 122C	1886,23	1662,67	2109,79	1760
	P 109B	1883,31	1749,92	2016,7	2125**
	P 190	1907,92	1649,24	2166,6	2620
G	P 203A	950,74	834,12	1067,36	1928**
	P 203B	1037,55	916,54	1158,56	1639**
	P 215A	983,02	880,60	1085,44	1650
F	P 138	1094,32	988,40	1200,24	2346**
	P 184	1191,16	1058,55	1323,77	1870

Continuação da Tabela 7.2.

Setor	Estaca	Valor Esperado (SRD) (kN)	Valor Esperado (SRD) - Desvio (kN)	Valor Esperado (SRD) + Desvio (kN)	Prova de Carga Dinâmica (kN) CASE
N	P 109D	1248,75	1126,02	1371,48	1500**
	P 137B	661,20	549,62	772,78	1550
	P 170A	700,06	560,73	839,39	1990
	P 209B	1274,53	1147,63	1401,43	1669**
	P 210B	1295,48	1094,39	1496,57	2097**
	P 227D	877,94	749,58	1006,3	1410
	P 242	1417,82	1236,11	1599,53	2490
	P 243C	1543,69	1318,01	1769,37	1720
	P C6	1284,40	1130,89	1437,91	1140

(*) A estaca P157M sofreu dano durante a cravação, conforme registro no diagrama de cravação.

(**) Valores de Capacidade de Carga relativos ao CAPWAP

Na Figura 7.1 procurou-se reproduzir os resultados da Tabela 7.2. Para cada valor de resistência mobilizada durante a prova de carga dinâmica, no eixo das abscissas, se indicou o valor esperado (centro da faixa vertical indicada na figura, no eixo das ordenadas, para cada uma das estacas testadas) e o desvio, para mais e para menos. Observa-se que a resistência atualizada do solo durante a cravação, SRD, apresenta-se conservativa, na maioria dos casos, uma vez que contempla resultados ao final da cravação, enquanto as provas de carga dinâmicas incorporam um acréscimo de resistência devido ao tempo de repouso.

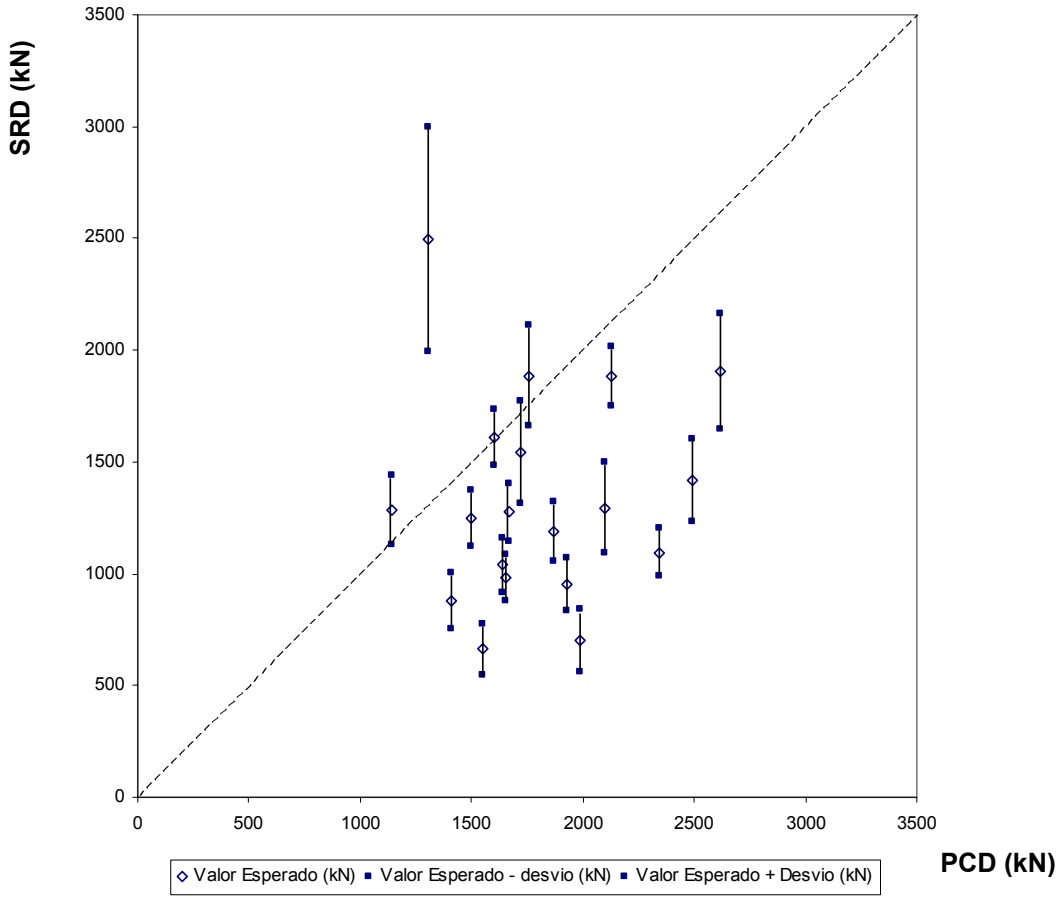


Figura 7.1. Gráfico de Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método de Decourt e Quaresma para estimativa a priori.

Tabela 7.3. Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método do Us Corps para estimativa a priori.

Setor	Estaca	Valor Esperado (SRD) (kN)	Valor Esperado (SRD) - Desvio (kN)	Valor Esperado (SRD) + Desvio (kN)	Prova de Carga Dinâmica (kN)_CASE
M	P 157	2609,86	2081,94	3137,78	1306**
	P 169	1604,73	1474,34	1735,12	1600
	P 122	1881,27	1610,71	2151,83	1760
	P 109	1896,85	1762,84	2030,86	2125**
	P 190	2047,67	1749,31	2346,03	2620
G	P 203A	848,16	759,95	936,37	1928**
	P 203B	919,81	808,82	1030,80	1639**
	P 215A	916,83	826,39	1007,27	1650

Continuação da Tabela 7.3.

Setor	Estaca	Valor Esperado (SRD) (kN)	Valor Esperado (SRD) - Desvio (kN)	Valor Esperado (SRD) + Desvio (kN)	Prova de Carga Dinâmica (kN)_CASE
F	P 138	1000,2	888,66	1111,74	2346**
	P 184	1255,03	1126,76	1383,30	1870
N	P 109D	1142,31	1014,21	1270,41	1500**
	P 137B	667,03	555,15	778,91	1550
	P 170A	733,00	574,59	891,41	1990
	P 209B	1280,61	1151,62	1409,60	1669**
	P 210B	1294,59	1092,68	1496,50	2097**
	P 227D	875,63	740,79	1010,47	1410
	P 242	1394,94	1212,07	1577,81	2490
	P 243C	1562,8	1325,61	1799,99	1720
	P C6	1320,15	1158,52	1481,78	1140

(*) A estaca P157M sofreu dano durante a cravação, conforme registro no diagrama de cravação.

(**) Valores de Capacidade de Carga relativos ao CAPWAP.

Observa-se das Tabelas 7.2 e 7.3 que nem sempre os valores obtidos experimentalmente se encontram na faixa dos valores esperados somados e reduzidos do valor do desvio. Este fato deve estar ligado, principalmente, ao efeito do acréscimo de resistência com o tempo após a cravação, além de outras incertezas. Observa-se também, das mesmas tabelas, que para os Setores G e F, onde as estacas estão assentes em depósito argilo siltoso, os resultados da prova de carga dinâmica são, em geral, proporcionalmente maiores, quando comparados às estimativas atualizadas, sinalizando para um valor mais elevado de acréscimo de resistência para o solo argiloso. Este aspecto pode ser melhor visualizado nas Figuras 7.1 e 7.2.

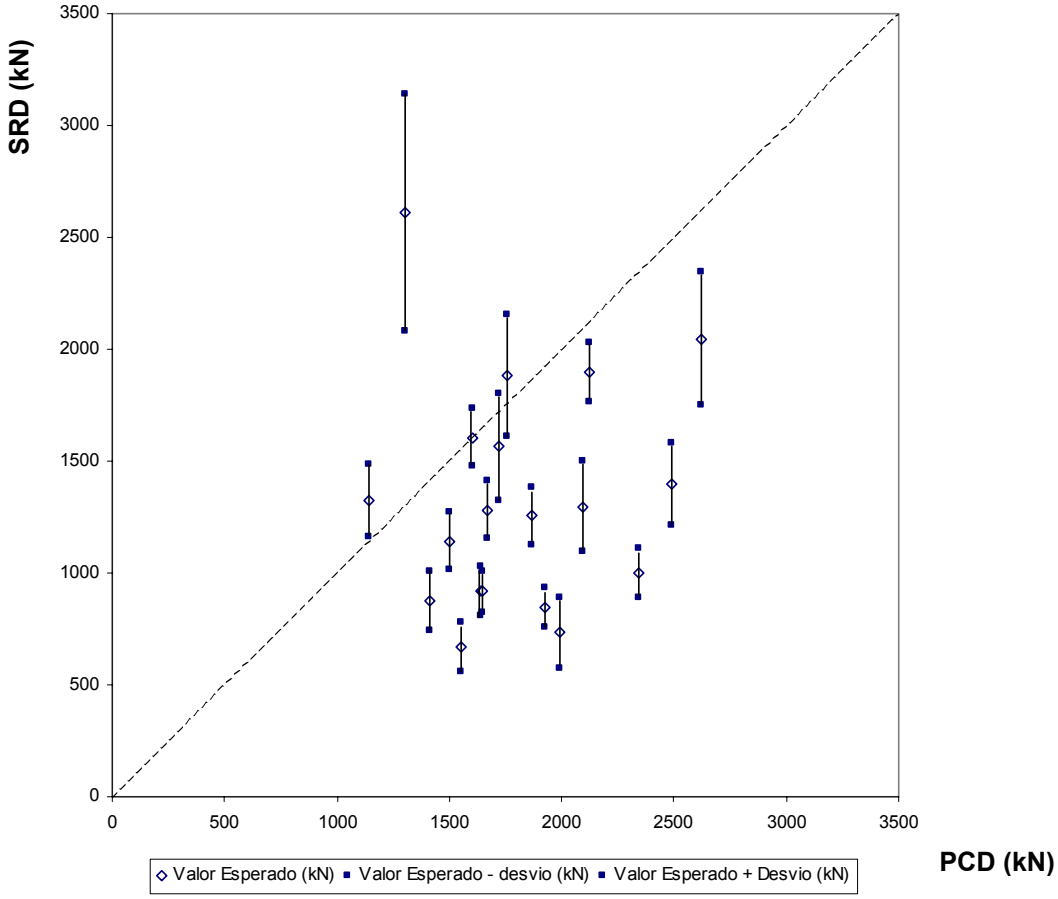


Figura 7.2. Comparação da Resistência durante a Cravação Atualizada com os Resultados das Provas de Carga Dinâmicas para os Setores analisados, tendo como base o Método do Us Corps para estimativa a priori.

Nas Figuras 7.3 e 7.4 procurou-se ilustrar, em histogramas, as curvas de freqüência da relação $SRD_{PCD} / \mu_{Q\ Decourt}$ e $SRD_{PCD} / \mu_{Q\ US\ Corps}$. Estas relações representam, além de outros efeitos e incertezas, o acréscimo de resistência ocorrido entre o final da cravação contínua e a resistência mobilizada por ocasião da prova de carga dinâmica.

Como esperado, o comportamento entre as Figuras 7.3 e 7.4 é bastante similar, indicando uma maior freqüência de ocorrência de faixas reduzidas de acréscimo de resistência, uma vez que um maior número de estacas encontra-se com ponta em solo arenoso.

Em termos médios, o acréscimo de resistência foi da ordem de 1,5, tanto para a Figura 7.3, Decourt e Quaresma (1978) adaptado, como para a Figura 7.4, US Corps of Engineers (2005), considerando a totalidade das provas de carga.

Cabe destacar que apenas a estaca P157 do Setor M não foi incluída nas Figuras 7.3 e 7.4, uma vez que ela foi danificada por ocasião da prova de carga, não sendo representativa do total das estacas analisadas.

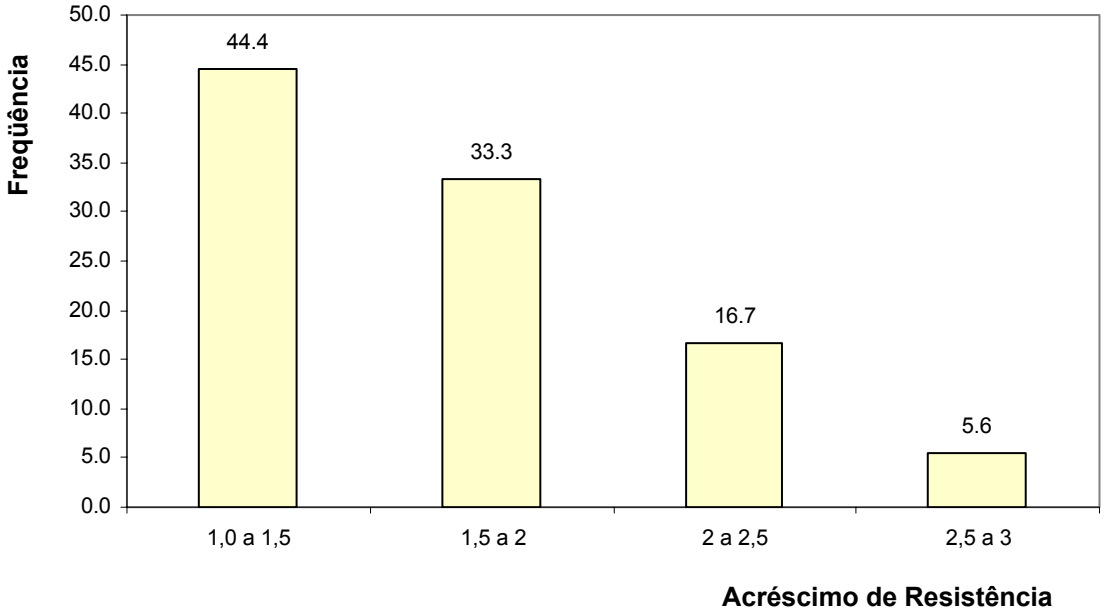


Figura 7.3. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização procedida pelo método de Decourt-Quaresma (1978).

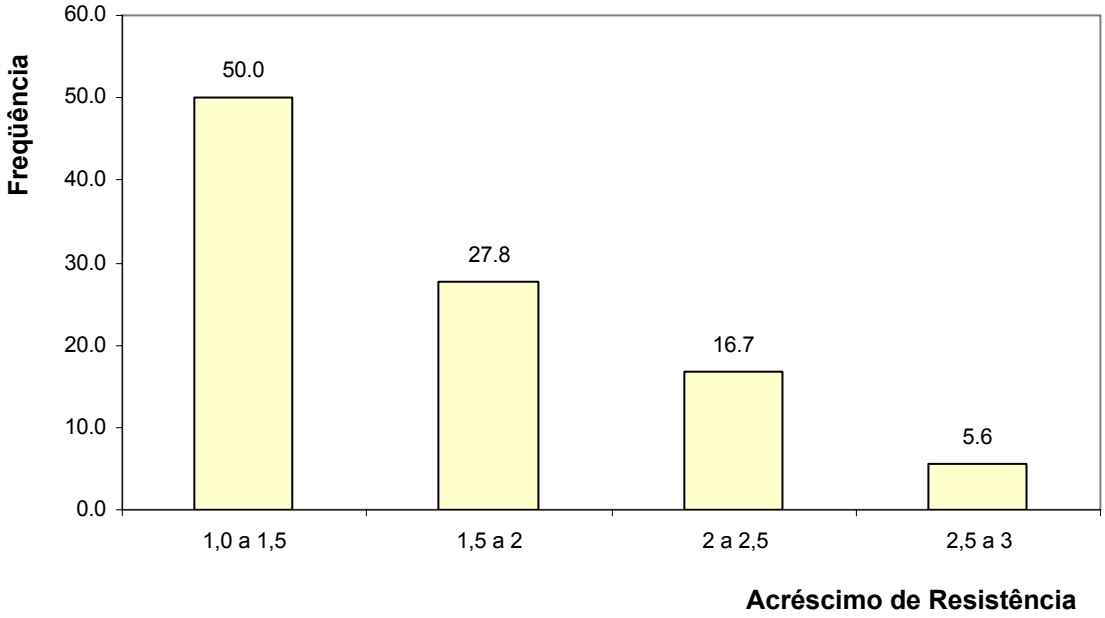


Figura 7.4. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização procedida pelo método do US Corps of Engineers.

As Figuras 7.5 e 7.6 foram construídas a partir dos resultados da Figura 7.3. Porém, na Figura 7.5 encontram-se apenas os resultados das estacas com ponta em solo de natureza arenosa, num total de 13 estacas, e na Figura 7.6 encontram-se resultados das estacas com ponta em solo de natureza argilosa.

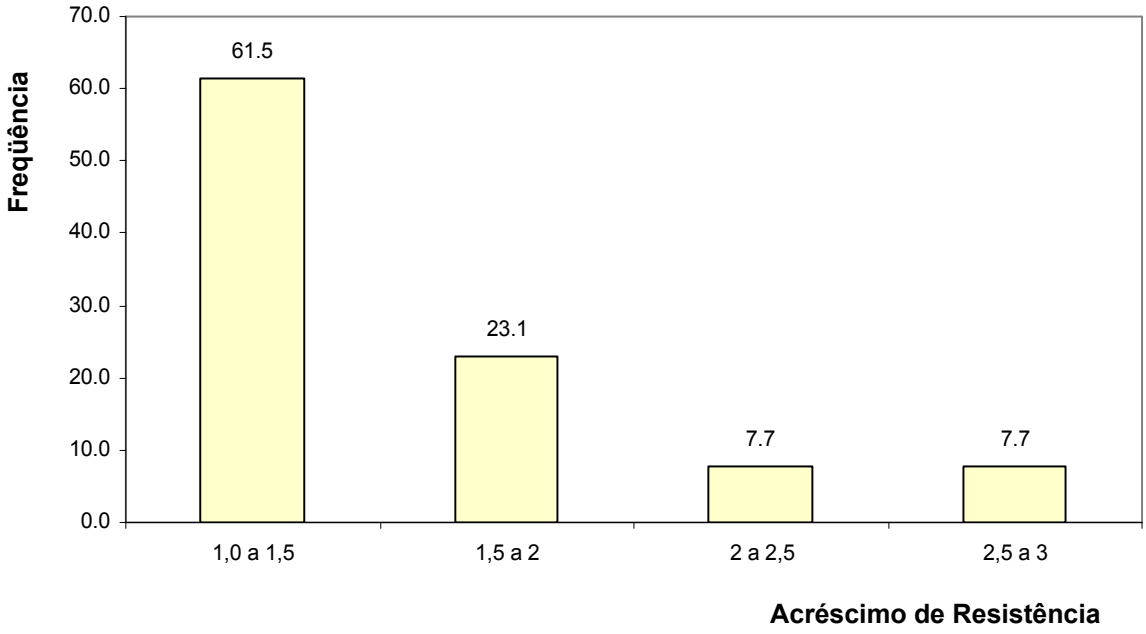


Figura 7.5. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método de Decourt-Quaresma (1978). Estacas com ponta em solo residual arenoso.

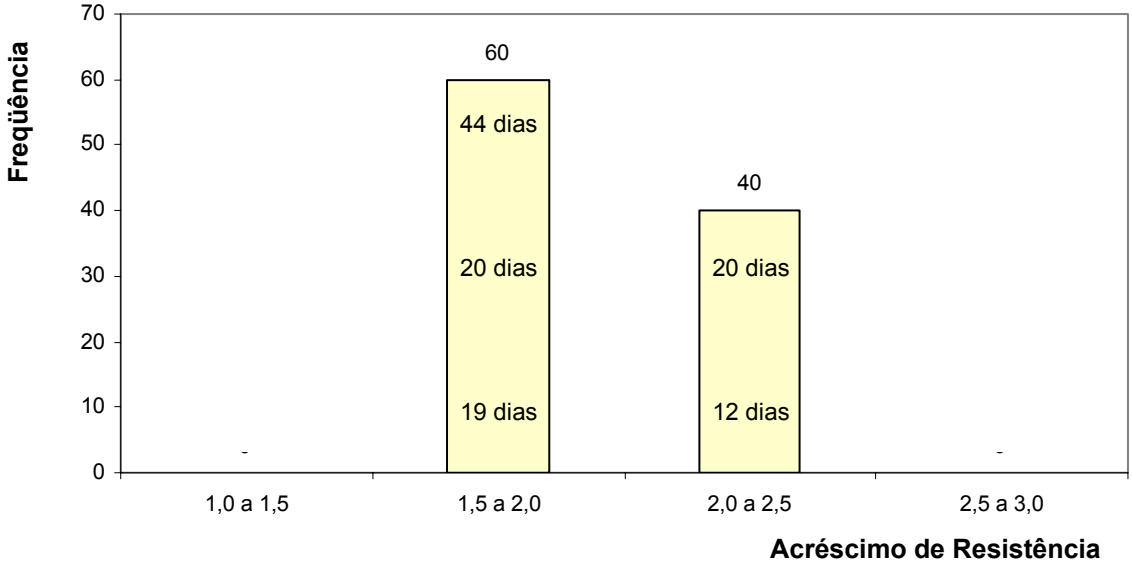


Figura 7.6. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método Decourt-Quaresma (1978). Estacas com ponta em solo residual argiloso.

Observa-se que, no caso de estaca com ponta em solo residual arenoso, houve uma maior freqüência (maior número de estacas) com menor faixa de acréscimo de resistência, enquanto no caso de estacas com ponta em solo de natureza argilosa a faixa de ganho foi

em geral maior. Em termos médios houve cerca de 40% de diferença no primeiro caso e 80% no segundo caso, com ponta em solo argiloso.

Cabe lembrar também que, ao longo do fuste, há ocorrência de camadas de solo preponderantemente argilosas, que também têm um papel importante no valor do acréscimo de resistência como um todo, principalmente nas estacas mais longas, com maior porcentagem de atrito.

As figuras 7.7 e 7.8 foram construídas a partir dos resultados da Figura 7.4. Enquanto na Figura 7.7 estão apresentados apenas os resultados das estacas com ponta em solo de natureza arenosa, para o total de 13 estacas, na Figura 7.8 encontram-se os demais resultados, correspondentes às estacas com ponta em solo de natureza argilosa. Tais figuras correspondem à comparação dos resultados das provas de carga dinâmicas com a atualização pelo método do US Corps of Engineers (2005).

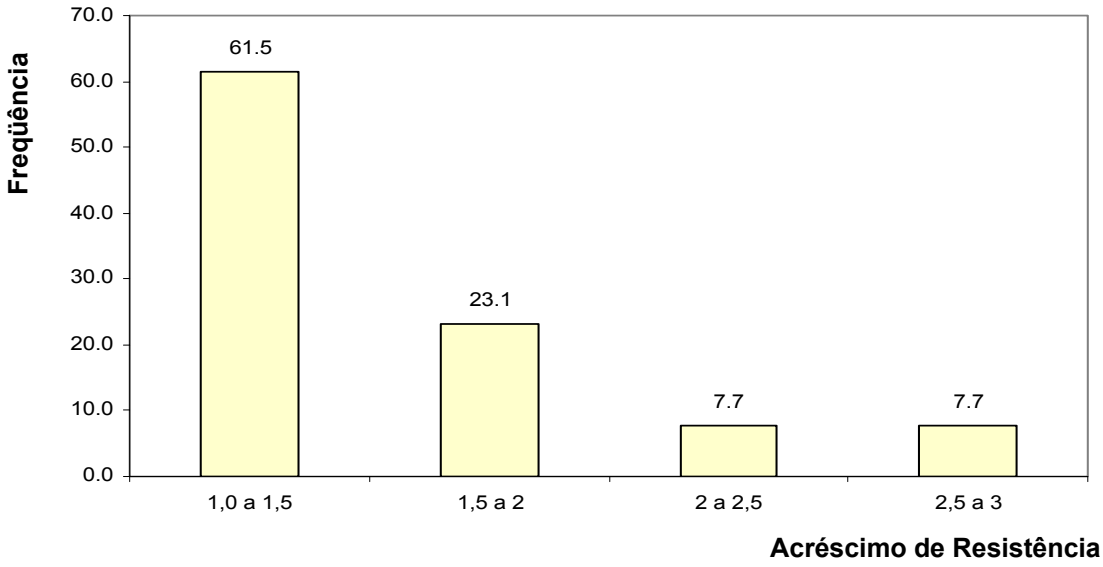


Figura 7.7 Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método do US Corps of Engineers (2005). Estacas com ponta em solo residual arenoso.

Observa-se também que, apesar das Figuras 7.3 e 7.4 apresentarem pequenas diferenças, os resultados quando separados por tipo de solo na ponta, Figuras 7.5 e 7.6 e Figura 7.7 e 7.8 indicaram exatamente os mesmos resultados para ambos os modelos, Decourt e Quaresma (1978) e US Corps of Engineers (2005).

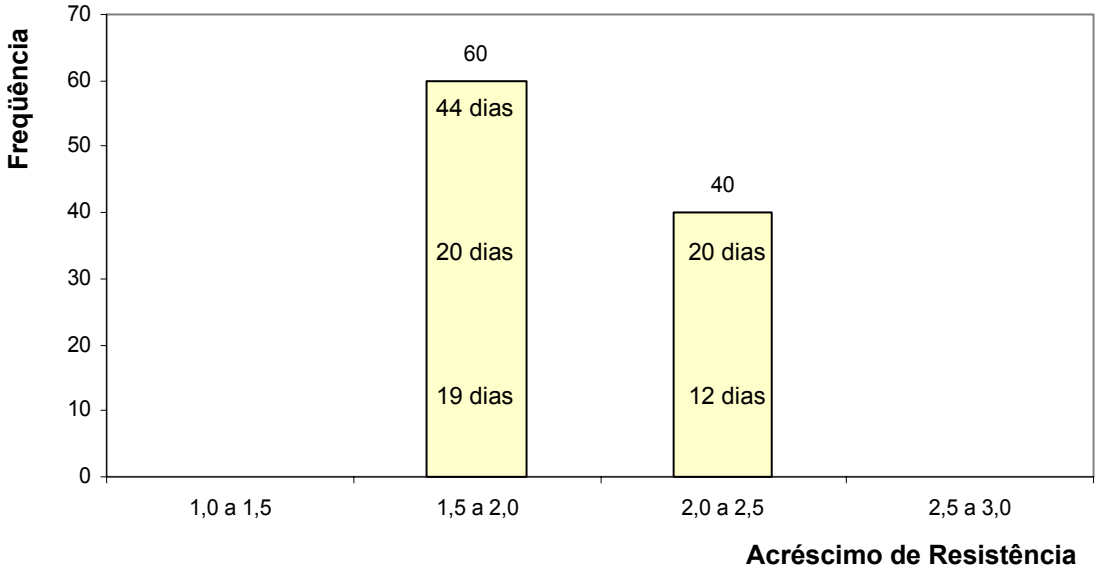


Figura 7.8. Histograma do acréscimo de resistência em relação à atualização pelo método do US Corps of Engineers (2005). Estacas com ponta em solo residual argiloso.

Nas Figuras 7.6 e 7.8 procurou-se indicar, nos histogramas, o tempo de repouso entre o final da cravação e o resultado das provas de carga dinâmica. Não se pode observar um maior acréscimo de resistência para um maior tempo de repouso pelos dados apresentados.

Reportando-se a Vrouwenvelder (1992), este é um campo interessante para pesquisas, que demanda maior atenção no futuro. A presente pesquisa objetivou contribuir com uma primeira aplicação desta metodologia à análise de estacas em terra (“onshore”).

8. Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras

8.1. Conclusões

Quanto à estimativa "a priori"

i) De modo geral, quanto maior a influência da ponta na capacidade de carga total da estaca, maior o coeficiente de variação. Tal constatação sinaliza para o fato de que quanto maior a influência da ponta, maior a incerteza quanto à capacidade de carga, pelo menos para as estacas pré-moldadas analisadas e o tipo de perfil característico do caso de obra em estudo, em que as estacas atravessam um pacote de solo sedimentar, de espessura bastante variável, e se encontram embutidas em solo residual.

ii) A parcela da carga resistida pela ponta apresentou uma variabilidade muito superior à parcela de carga resistida por atrito, representada pelos coeficientes de variação. Os maiores coeficientes de variação da carga de ponta estão, em geral, associados ao maior percentual de carga resistida pela ponta em relação à resistência global.

iii) As conclusões i) e ii) acima foram as mesmas para ambos os modelos de cálculo adaptados nesta dissertação, Decourt e Quaresma (1978) e US Corps of Engineers (2005). Porém, enquanto o coeficiente de variação do atrito lateral previsto é relativamente baixo, ainda menor no segundo modelo de cálculo do que no primeiro, no segundo modelo o coeficiente de variação da ponta foi excessivamente alto. Este fato foi atribuído à elevada sensibilidade dos fatores de capacidade de carga aos valores de ϕ', além do fato dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos não terem sido obtidos diretamente, mas sim através de correlações. Estes dois efeitos combinados resultaram numa variabilidade excessiva da resistência de ponta no método do US Army Corps of Engineers. Já no caso do atrito lateral, as incertezas na estimativa são bem menores.

iv) Apesar dos dois modelos de cálculo apresentarem diferenças entre os valores esperados da resistência do solo durante a cravação, as distribuições de resistência percentuais na ponta e atrito, foram aproximadamente equivalentes.

v) Para a maior parte das estacas, o método adaptado do US Corp of Engineers (2005) forneceu estimativas “a priori” mais elevadas, cerca de 31 % superiores, em média, às estimativas pelo método adaptado de Decourt (1978).

Quanto à função de verossimilhança

i) Os coeficientes de variação obtidos da função de verossimilhança foram, em média, muito inferiores dos valores obtidos das estimativas “a priori”. Este aspecto pode ser atribuído ao fato da função de verossimilhança ter sido obtida com base nos registros de cravação de cada estaca, no local de sua execução. Embora estejam ainda presentes as incertezas quanto à eficiência do martelo, bem como dos demais parâmetros do solo utilizados na retro-análise, não são consideradas, na distribuição da função de verossimilhança, as variações espaciais do perfil do subsolo, originárias da grande variabilidade existente no perfil de solo residual.

Quanto à estimativa “a posteriori”

i) Conforme esperado, e em conformidade com as expressões propostas por Lacasse et al (1989,1991), a resistência do solo durante a cravação obtida “a posteriori” esteve sempre compreendida entre os valores obtidos “a priori” e os correspondentes à função de verossimilhança, se aproximando mais do valor que apresentou a menor variância.

ii) O coeficiente de variação da distribuição “a posteriori” foi sempre menor que o das demais distribuições, fato este também bastante compreensível, já que a distribuição à “posteriori” inclui ambas as informações: a estimativa “a priori” e a função de verossimilhança, reduzindo a margem de incerteza da estimativa.

iii) A atualização procedida forneceu valores muito próximos de resistência do solo durante a cravação, com a utilização dos dois diferentes modelos de cálculo, embora se tenha observado diferenças significativas entre os modelos nas estimativas “a priori”.

iv) Os coeficientes de variação da distribuição atualizada também são muito próximos, para os dois modelos de cálculo, e sempre inferiores aos da distribuição “a priori” e aos da distribuição de verossimilhança.

v) As conclusões iii) e iv) revelam que a influência da distribuição de verossimilhança foi muito relevante na atualização da estimativa deste caso de obra, tendo sido capaz de reduzir bastante, praticamente anulando as incertezas decorrentes dos dois modelos distintos de cálculo após a atualização.

Quanto aos indicadores de falha

i) Os indicadores de falha reduzidos, encontrados nesta pesquisa, sinalizam para o caráter satisfatório das adaptações introduzidas nos modelos para representar a resistência oferecida pelo solo durante a cravação.

ii) Apenas 2 indicadores de falha podem ser considerados elevados para ambos os modelos de cálculo da estimativa “a priori”, representando cerca de 11% do total das estacas analisadas. Este percentual de falha é bem reduzido quando comparado às análises de Gutormsen (1987), que encontrou indicadores elevados para 4 das 8 estacas offshore analisadas.Ambos os modelos de cálculo revelaram indicadores de falha fora da faixa satisfatória para as mesmas duas estacas. O elevado indicador de falha para as mesmas estacas em ambos os modelos pode ser atribuído, possivelmente, a diferenças significativas no perfil de solo na vertical das estacas, em relação ao perfil geotécnico escolhido como representativo da região onde se encontram as estacas.

Quanto à comparação entre a estimativa “a posteriori” e os resultados das provas de carga

i) Os valores obtidos experimentalmente para a resistência mobilizada do solo durante as provas de carga dinâmicas foram em geral superiores aos valores esperados da estimativa atualizada da resistência durante a cravação. Este fato deve estar ligado, principalmente, ao efeito do acréscimo de resistência com o tempo, além de outras incertezas.

ii) Para os Setores G e F, onde as estacas estão assentes em depósito argilo siltoso, os resultados da prova de carga dinâmica são, em geral, proporcionalmente maiores, quando comparados às estimativas atualizadas, sinalizando para um valor mais elevado de acréscimo de resistência.

iii) Considerando que a diferença média entre os resultados de resistência mobilizados das provas de carga dinâmicas e as estimativas atualizadas da resistência durante a cravação possa ser atribuída principalmente pelo efeito de acréscimo de resistência, um valor de recuperação médio de 50% foi observado em termos globais, independentemente no modelo de cálculo utilizado na estimativa “a priori”.

iv) Separando-se os casos das estacas com ponta em horizontes argilosos e arenosos, os resultados indicam uma diferença de resistência de cerca de 80% para os primeiros e 40% para os últimos.

8.2. Sugestões para Pesquisas Futuras

i) Estabelecimento de diferentes funções de verossimilhança para a atualização, como, por exemplo, a aplicação de diferentes fórmulas dinâmicas de cravação ou através das medições do repique.

ii) Verificar a possibilidade de se adotar distribuições probabilísticas diferentes da normal.

iii) Análise de banco de dados distintos, de obras diversas, considerando diferentes tipos de estacas e contemplando horizontes de solo sedimentares e residuais.

iv) Com base no estabelecimento de diferentes coeficientes de variação das resistências de ponta e lateral, obtidos em diferentes tipos de estacas, estudar a possibilidade de se propor coeficientes de segurança parciais diferentes, menores para as cargas transmitidas por atrito e maiores para cargas transmitidas pela ponta, para os diferentes tipos de estacas.

v) Verificar se o intervalo do indicador de falha satisfatório ($\pm 1{,}5$) para estacas “offshore” também é válido para estacas “onshore”.

vi) Através da criação de banco de dados, a partir de análises similares ao procedimento ora empregado, verificar se a redução de incertezas pode justificar a redução no fator de segurança de obras que contemplem um melhor controle de execução.

vii) Ao se analisar e comparar diferentes funções de verossimilhança, estudar o desenvolvimento de sistemas mais adequados de controle de execução, capaz de otimizar futuros projetos de fundações.

Referências Bibliográficas

1 AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (API). **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms**. API RP2A, 18th ed., Dallas, Texas, USA, 2002.

2 ANG, A. H. S. e TANG, W, H. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design**. John Wiley &Sons, Inc, Vol. 1 e 2, 1984.

3 AOKI, N. e VELLOSO, D. A. **An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.

4 AURORA, R. P. **Case Studies of Pile Set-Up in the Gulf of Mexico**, Proceedings,Twelfth Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 3, pp. 281-290, 1980.

5 AVELINO, J. D. **Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles**. Tese de MSc, COPPE/ UFRJ, 2006.

6 BEGEMANN, H. K. S. **The use of the Static Penetrometer in Holland. NZ Engng**, 18, 2, 41,1963.

7 BUSSAB, W. O. **Métodos Quantitativos: Análise de Variância e de Regressão**, Atual Editora Ltda, São Paulo, 1986.

8 COYLE, H. M e GIBSON, G. C. **Soil Damping Constants Related to Common Soil Properties in Sand and Clays**, Texas Transportation Institute, Research Report 125-1, Texas A & M University, 1968.

9 DECOURT, L. **Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT**, Proceedings of the Second European Symposium of Penetration Testing, Amsterdam, 1982.

10 DECOURT, L. e QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT**. Anais do 6° COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol.1, p. 45-53, 1978.

11 DE RUITER, J., e BERINGEN, F. L. **Pile Foundations for Large North Sea Steructures**. Marine Geotechnology, Vol.3, No 3, p. 267-314, 1979.

12 DE RUITER, J. e FOX, D. A. **Site investigations for North Sea Forties Field**. Proceedings 7th Ann. Offshore Techol. Conference, Houston, Paper OTC 2246, 1975.

13 DURNING,P. J. e RENNIE, I. A. **Determining Pile Capacity and Pile Driveability in Hard, Overconsolidated North Sea Clay**, Proceedings, European Offshore Petroleum Conference, London, Vol. 1, pp. 383-392, 1978.

14 EIDE, O., HUTCHINSON, J. N. e LANDVA, A. **Short and Long-term Test Loading of a Friction Pile in Clay**, Proceedings, Firth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, pp.45-53, 1961.

15 FLAATE, K. **Effects of Pile Driving in Clays**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, Nº. 1, pp. 81-88, 1972.

16 FOX, D. A., SUTTON, V. J. R e OKSUZLER, Y. **North Sea Platform Piling Development of the Forties Field Piles from West Sole and Nigg Bay Experience and Tests**, Proceedings, Conference on Design and Construction of Offshrore Structures, Institution of Civil Engineers, London, pp. 47-59, 1976.

17 FOX, D. A., PARKER, G. F. e SUTTON, V. J. R. **Pile Driving into North Sea Boulder Clays**, Proceedings, Second Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 1, pp. 535-548, 1970.

18 GEOPROJETOS. **Relatório R530-02 de Estudos Geotécnicos**, 2004.

19 GEOMEC. **Relatórios de Ensaios de Prova de Carga Dinâmica**, 2005.

20 GOMES, M. C. V**. A Cravação de Estacas e sua Influência Sobre o Solo**. Tese de MSc., PUC, RJ. 1997.

21 GRLWEAP. **Wave Equation Analysis of Pile Driving**. Manual from the 2005 Version, 2005.

22 GUTTORMSEN, T. R. **Uncertainty in Offshore Geotechnical Engineering**. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions. Research Report Societe Nationale Elf Aquitaine. NGI Report 85307-9, 1987.

23 HARR, M. E. **Reliability-based Design in Civil Engineering**, Mc. Graw-Hill, Inc, USA, 1987.

24 HEEREMA, E. P. **Pile Driving and Static Load Tests on Piles in Stiff Clay**, Proceedings, Eleventh Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 2, pp. 1135-1147, 1979.

25 HOUSEL, W. S. **Discussion on "Effect of Driving Piles Into Soft Clay"**, Transactions, ASCE, Vol. 115, pp. 339-346, 1950.

26 HOUSTON W. N. e MITCHELL J. K. **Property Interrelationships in Sensitive Clays.** Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, Paper N° 6666, 1959.

27 KULHARY, F. H e MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**, Cornell University, 1990.

28 LACASSE, S. e GOULOIS, A. **Reliability Analysis of Axial Pile Capacity**. Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989. Anais, Rotterdam, 1989.

29 LACASSE, S., TAN, A. H. e KEAVENY, J. M. **Expert Assistant for Updating Axial pile Capacity from Pile Drivng observations**. Proc. Field Measurements in Geotechnics. Sorum, Balkema, 1991.

30 LACASSE, S. e NADIM, F. Reliability Issues and Future Challenges in Geotechnical Engineering for Offshore Structures. NGI Publication,No 191, p. 1-30, 1994.

31 LADD, C. C. e FOOT, R. **New Design Procedure for Stability of Soft Clays**, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 1000, N°. GT7, pp. 763-186, 1974.

32 McCLELLAND, B., FOCHT, J. A. e EMRICH, W. J. **Problems in Design and Installation of Offshore Piles**, Journal, Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, Nº. SM6, pp. 149-1514, 1969.

33 McCLELLAND, B. e LIPSCOMB, L. **Load Test of 333-Foot Friction Piles in Deep Under-Consolidated Clay**, ASCE National Meeting, Dallas, Tex., 24pp, 1972.

34 NAKAO, R. **Aplicação da Equação da Onda na Análise do Comportamento de Estacas Cravadas**, Tese de MsC, COPPE-UFRJ, 1981.

35 PACHECO, M. P. **Notas de Aula do Curso de Estatística**, UERJ, 2007.

36 SANDRONI, S. S. e DEOTTI, L. **Instrumented Test Embankment on Piles and Geogrid Platform at the Panamerican Village, Rio de Janeiro**, The first Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Cancun, 2008.

37 SEED, H. B. e REESE, L. C. **The Action of Soft Clay Along Friction Piles**, ASCE, Vol. 122, pp. 731-754, 1957.

38 SEMPLE, R. M. e GEMEINHARDT, J. P. **Stress History Approach to Analysis of Soil Resistance to Pile Drivig**. Proc. 13rd OTC, Houston, Texas, Vol.1, p.165-172, 1981.

39 SEMPLE, R. M. e RIDGEN, W. J. **Shaft Capacity of Driven Pils in Clay**. ASCE, Proceedings, Simposium on analysis an design of pile foundation, São Francisco, Califoria. Vol 1, pp 59-79, 1984.

40 SKEMPTON A. W. e NORTHEY R. D. **The Sensitivity of Clays**. GÉOTECHNIQUE, 3, 1, 30-53, 1952.

41 SKEMPTON, A. W. **Discussion on "Planning and Design of the New Hong Kong Airport"**, Proceedings, Institution of Civil Engineers, London, Vol. 7, pp. 305-307, 1957.

42 SMITH, E. A. L. (1960). **Pile Driving Analysis by the Wave Equation.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 127, part I, pp. 1145-1193.

43 SOARES, F. L. **Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-Moldadas Instrumentadas em Depósitos Argilosos**, Tese de DSc, UFPE, 2006.

44 STERMAC, A. G., SELBY, K. G. e DEVATA, M. **Behaviour of Various Types of Piles in a Stiff Clay**, Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 2, pp. 239-245, 1969.

45 STEVENS, R., WILTSIE, A. e TURTON, T. H. **Evaluating Pile Drivability for Hard Clay, Very Dense Sand and Rock.** Proc. 14thOTC, Houston, Texas, Vol.1, p.465-481, 1982.

46 STOCKARD, D, M. **Case Histories of Piles Driving in the Gulf of Mexico**, Journal of Petroleum Technology, April, pp. 580-588, 1980.

47 TOOLAN, F. E. e FOX, D. A. **Geotechnical Planning for Pile Foundation for Offshore Platforms**. Proc.ICE, Part 1, Vol.1, pp. 221-243, Londres, 1977.

48 US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Design of Pile Foundations**, University Press of the Pacific, Honolulu, Hawaii, 2005.

49 VELLOSO, P. P. C. **Estacas Escavadas: Aspectos Geotécnicos de Projeto**. Anais do Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas. Clube de Engenharia, Fev. 1981.

50 VROUWENVELDER, A. **Effects of Inspection on the Reliability of Foundation Piles**. In: Barends, F.B.J. (ed), Application of Stress Wave Theory to Piles, Rotterdan, 1992.

51 WEAP. **Wave Equation Analysis of Pile Driving**, Manual, 1986

Anexo A - Setores Analisados, Dados das Sondagens e Diagramas de Cravação das Estacas Analisadas

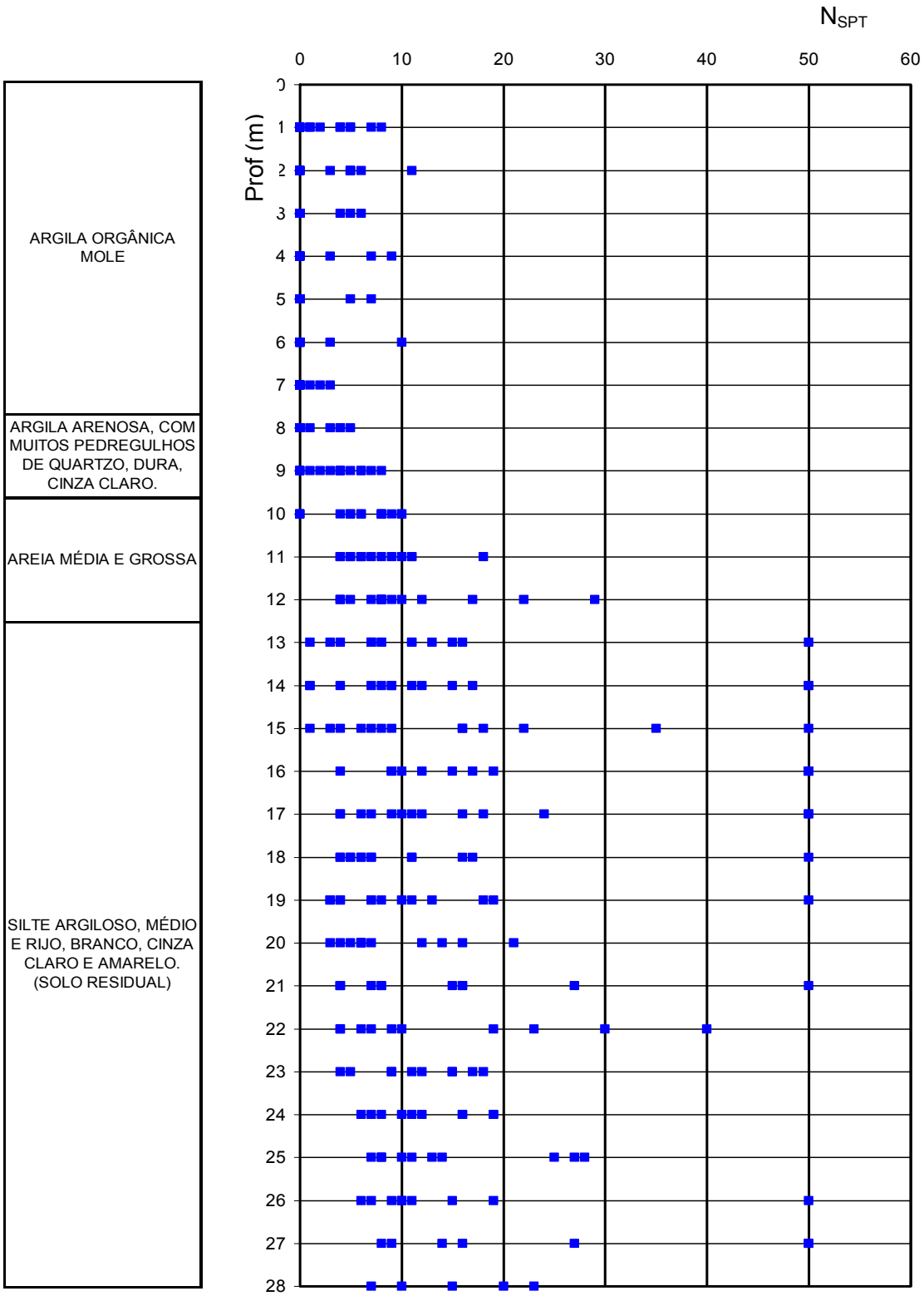


Figura A.1. Nuvem de NSPT para o Setor N.

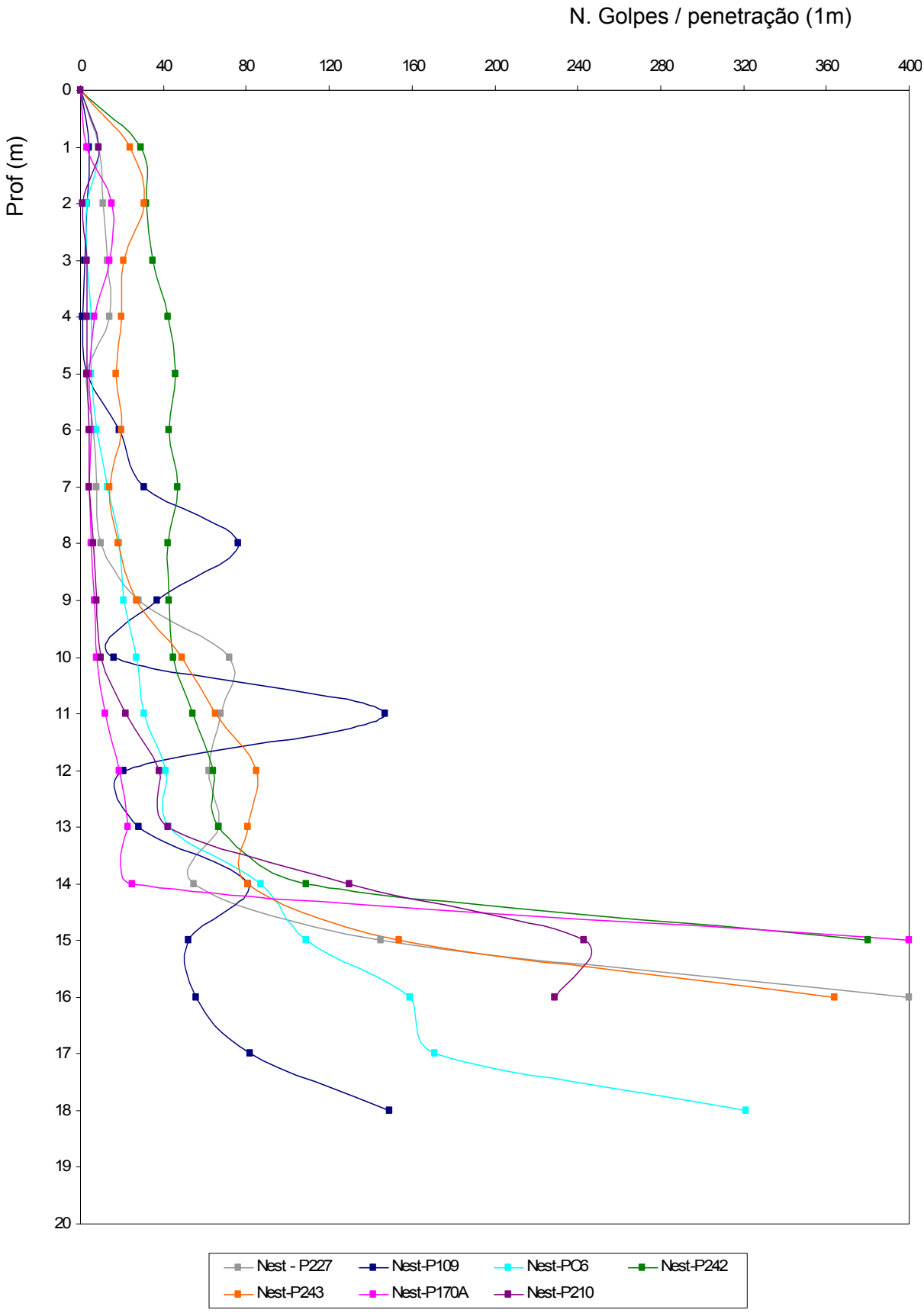


Figura A.2. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor N.

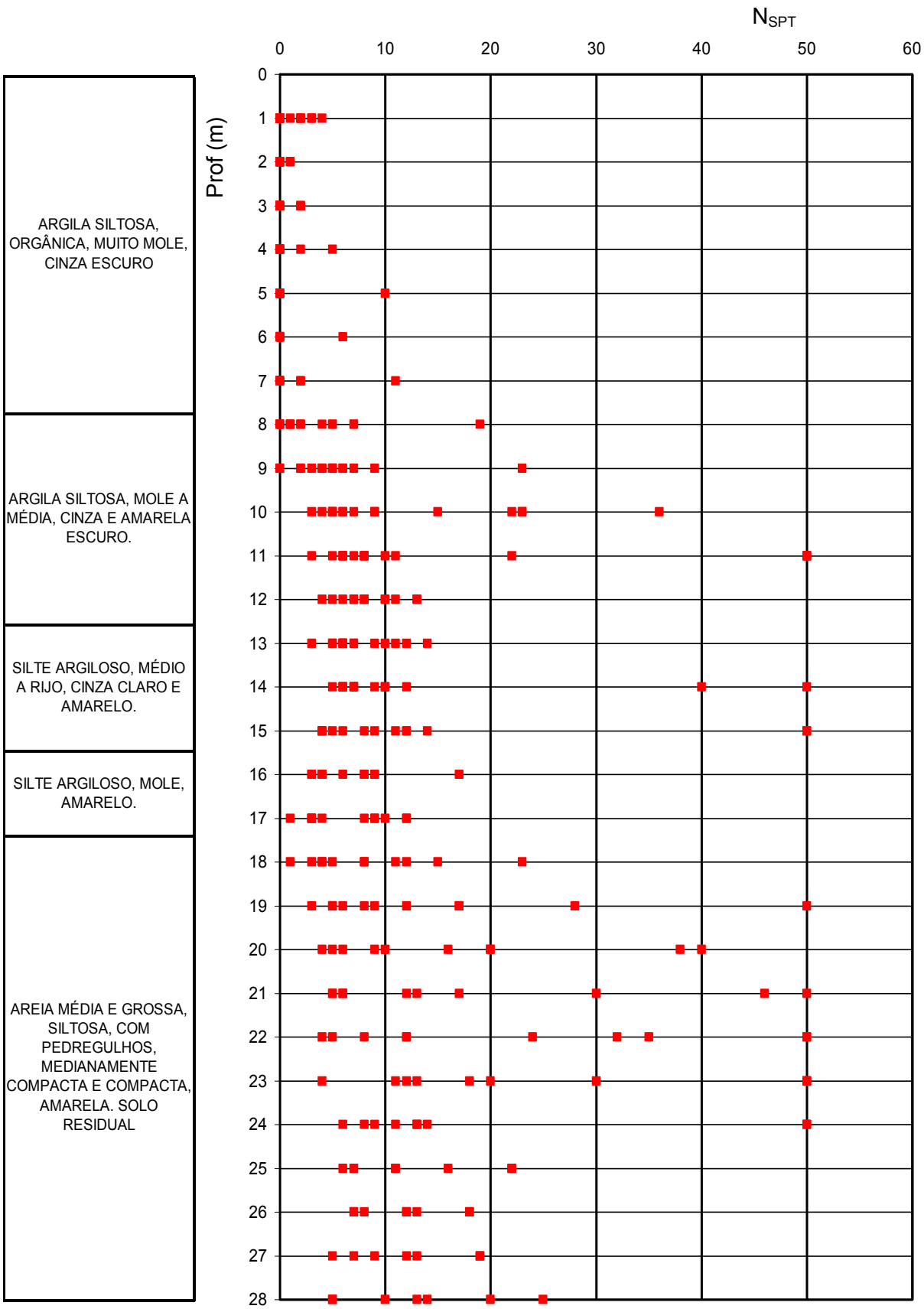


Figura A.3. Nuvem de NSPT para o Setor M.

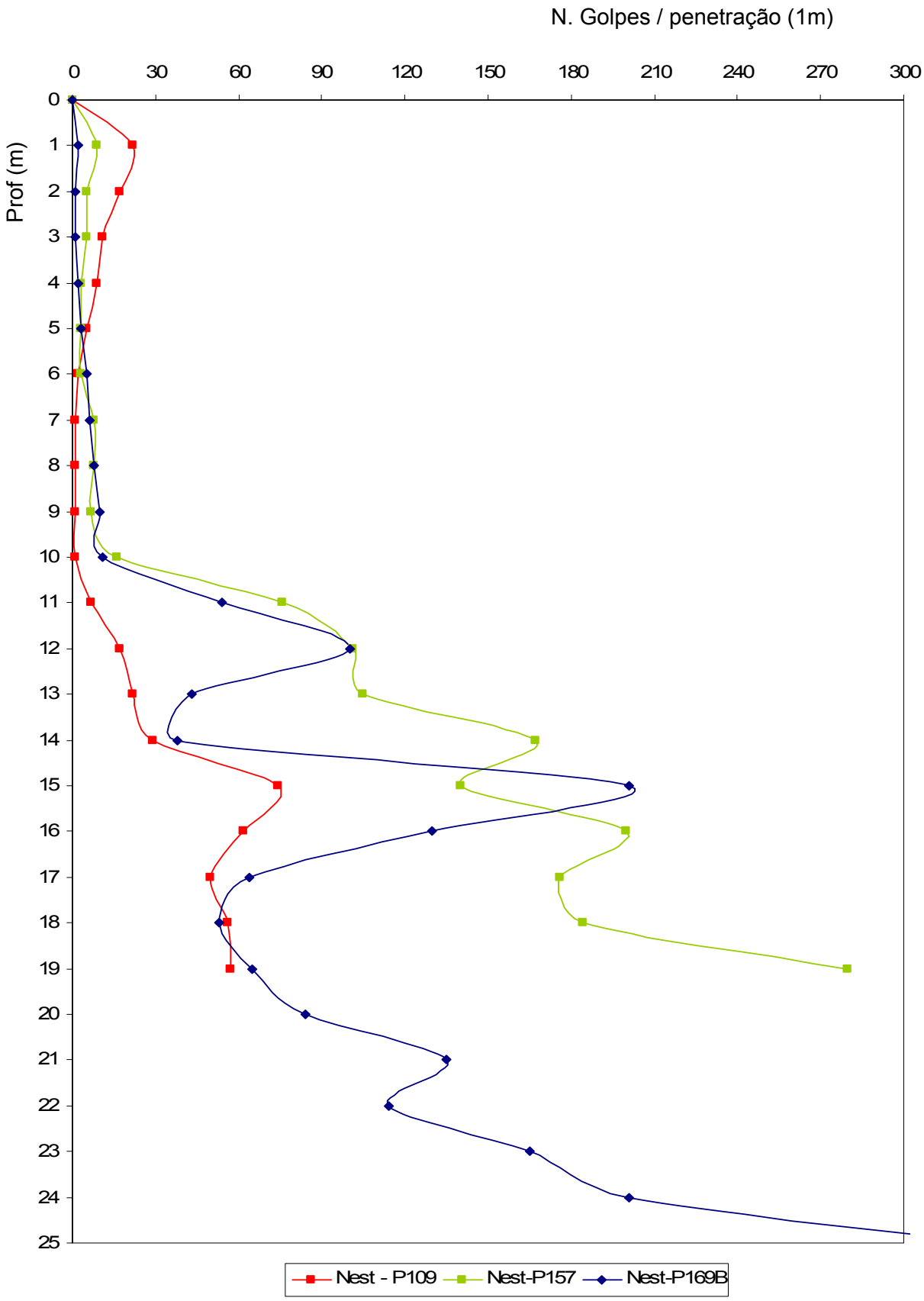


Figura A.4. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor M.

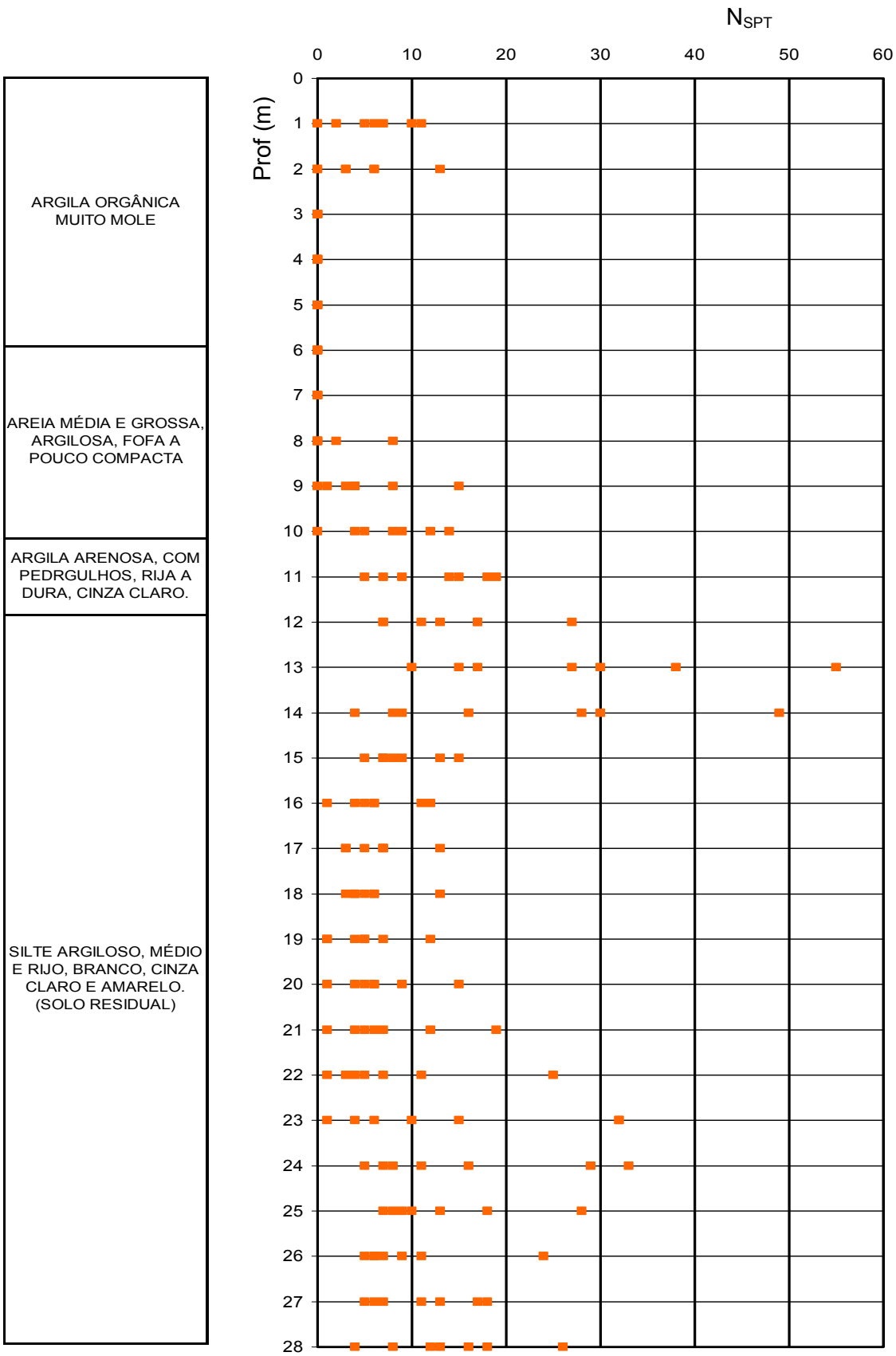


Figura A.5. Nuvem de NSPT para o Setor G.

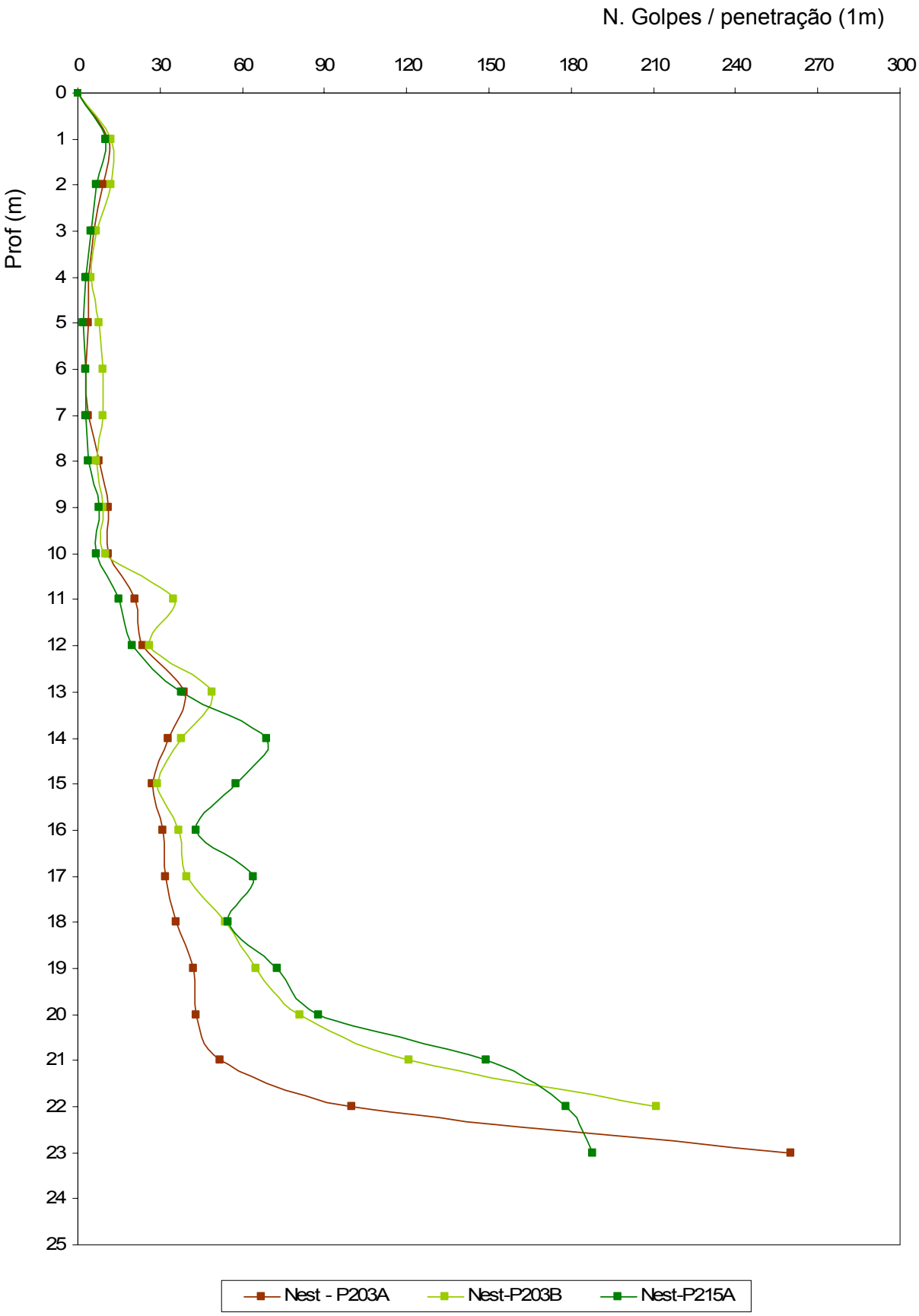


Figura A.6. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor G.

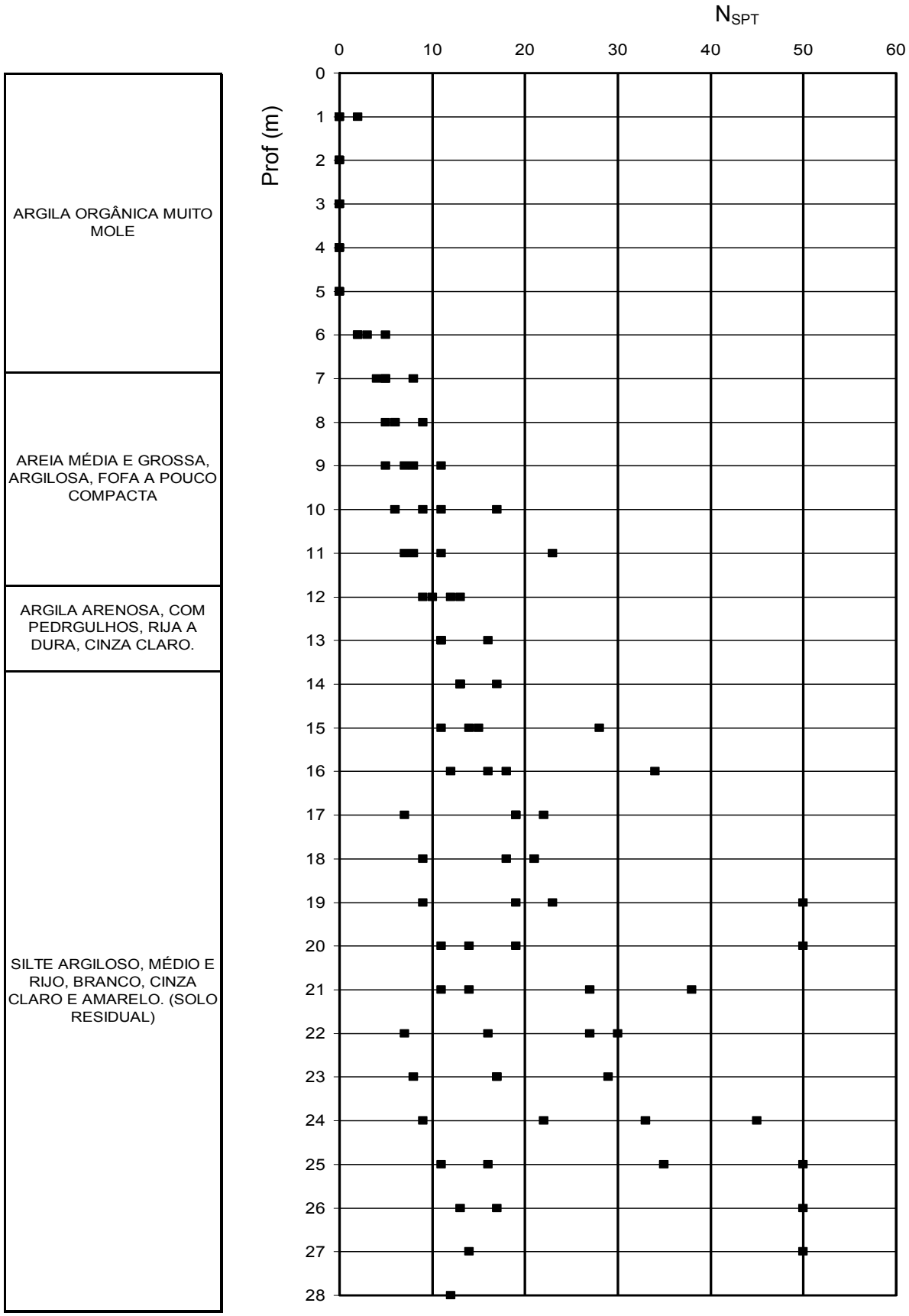


Figura A.7. Nuvem de NSPT para o Setor F.

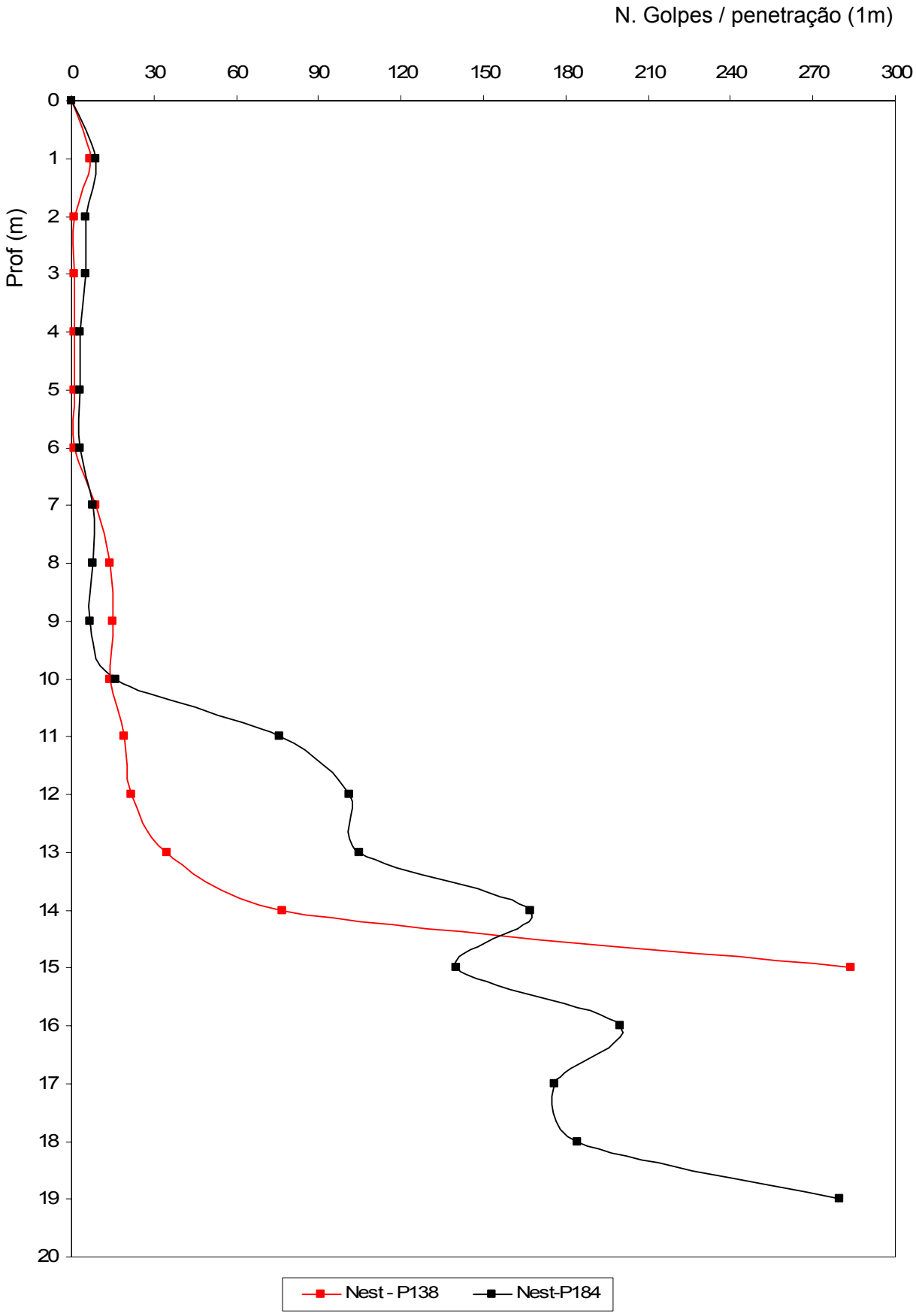


Figura A.8. Diagrama de Cravação das Estacas do Setor F.

Anexo B - Determinação do Valor Esperado e Variância para o Método de Decourt e Quaresma (1978)

B.1. Atrito Lateral

O atrito lateral nas diversas camadas é calculado segundo as expressões abaixo. Os valores esperados das variáveis x_i são designados como μ_{xi} e suas variâncias como σ^2_{xi}.

Se f_s é a função y, o valor esperado de y é igual a $y = \bar{y} = E[f(x)] \cong f(\bar{x})$.

O atrito lateral unitário é dado por:

$$f_s = \left(\overline{N}_{SPT} / 0{,}30 + 10 \right) \qquad (B.1)$$

em kN/m^2

onde a variável aleatória $x = \overline{N}_{SPT}$, é o valor esperado do N_{SPT}.

Considerando a aplicação para cada camada de 1m, $x = \overline{N}_{SPT}$ e

$$f_s(x) = \left(\frac{x}{0{,}3} + 10 \right) \qquad (B.2)$$

$$\mu_{fs} = E[f_s(x)] = \left(\frac{\bar{x}}{0{,}3} + 10 \right) \qquad (B.3)$$

$$\mu_{Ql} = \pi \times D \times 1 \times \left(\frac{\bar{x}}{0{,}3} + 10 \right) \qquad (B.4)$$

Então, tem-se:

$$\mu_{Ql} = \pi \times D \times 1 \times \left(\frac{\overline{N}_{SPT}}{0{,}3} + 10 \right) \qquad (B.5)$$

sendo μ_{Ql} o valor esperado da resistência de atrito a cada metro de profundidade em função do valor esperado do N_{SPT} para a profundidade correspondente. O valor esperado do N_{SPT} pode ser o valor médio, entre as n sondagens representativas, ou o valor ajustado, para a profundidade de cálculo, para a camada considerada.

No caso da estaca atravessar camadas de argila, a expressão B.2 deve ser multiplicada pelo fator corretivo para considerar a resistência amolgada, conforme descrito no item 4.1.

No caso de atravessar camadas de areia, com atrito unitário superior ao valor limite, o valor de μ_{Ql} deve ser calculado como:

$$\mu_{Ql} = \pi \times D \times l \times \mu_{\tau_{lim\ ite}} \qquad (\ B.6\ )$$

Com $\mu_{\tau_{lim\ ite}} = 120 kPa$.

A variância é dada por:

$$V[y] = V[f(x)] \cong \left[f'(\bar{x})\right]^2 \times V[x] \qquad (\ B.7\ )$$

Aplicando a expressão acima, obtida no item 4.3, ao atrito lateral por Decourt e Quaresma (1978), a cada intervalo de 1m, vem:

$$V[f_s] = V[f_s(N_{SPT})] = \left(\frac{1}{0,3}\right)^2 \times V[N_{SPT}] \qquad (\ B.8\ )$$

e

$$\sigma^2_{Ql} = V[Q_l] \text{ (para cada metro)} = [\pi \times D \times 1]^2 \times \left(\frac{1}{0,3}\right)^2 \times V[N_{SPT}] \qquad (\ B.9\ )$$

A variância do N_{SPT} corresponde ao quadrado do desvio padrão a uma dada profundidade, entre as n sondagens representativas, ou o cálculo da variância pode ser procedido por regressão linear em função da profundidade tomando-se a variância da resistência média do N_{SPT} em função da profundidade, para camada do perfil atravessada durante a cravação da estaca.

No caso da estaca atravessar camadas de argila, sendo $f(x)=\left(\frac{x}{0,3}+10\right)\times cor$, sendo cor o fator corretivo, a variância deverá ser multiplicado por cor^2.

No caso da estaca atravessar camadas de areia, com atrito unitário superior ao valor limite, o valor da variância será dado por:

$$\sigma^2_{Ql}=[\pi\times D\times 1]^2\times\sigma^2_{\tau_{lim\,ite}} \qquad (\text{B.10})$$

Pode-se considerar, por exemplo, uma variância para o atrito unitário limite correspondente a um coeficiente de variação de 10%.

B.2. Resistência de Ponta

Se q_p é a função $y=f(x)$, então o valor esperado de y é $E[f(x)]=f(\bar{x})$.

O valor esperado da resistência de ponta é:

$$\mu_{q_p}=10\times C\times E[N_{SPT}] \qquad (\text{B.11})$$

$$\mu_{Q_p}=\pi\times\frac{D^2}{4}\times 10\times C\times E[N_{SPT}] \qquad (\text{B.12})$$

$$\sigma^2_{q_p}=[10\times C]^2\times V[N_{SPT}] \qquad (\text{B.13})$$

$$\sigma^2_{Q_p}=\left[\frac{\pi\times D^2}{4}\right]^2\times[10\times C]^2\times V[N_{SPT}] \qquad (\text{B.14})$$

O valor de C do método Decourt e Quaresma depende do tipo de solo, de acordo com a Tabela abaixo.

Tabela B.1. Valores de Decourt e Quaresma, (1978).

Tipo de Solo	C (tf/m^2)
Argilas	12
Siltes Argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes Arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

O valor esperado do N_{SPT} corresponde ao valor médio, entre as n sondagens representativas, ou o valor ajustado, para a profundidade de cálculo, para a camada considerada.

No caso da ponta, cabe acessar os valores de N_{SPT} correspondentes à profundidade anterior, à profundidade da ponta e à profundidade posterior de todas as sondagens representativas.

No caso da ponta, Toolan e Fox (1977) não apresentam limite para a resistência de ponta unitária, tendo sido considerado o valor limite de Stevens et al (1982), de 9,8 MPa, correspondente aos solos arenosos.

Em termos globais, para o valor esperado e a variância da resistência total do solo durante a cravação, admitindo-se independência estatística entre Q_L e Q_P tem-se:

$$\mu_{Q_{rupt}} = \mu_{Q_{L\,acumulado}} + \mu_{Q_p} \qquad (\text{B.15})$$

$$\sigma^2_{Q_{rupt}} = \sigma^2_{QL_{acumulado}} + \sigma^2_{Q\,p} \qquad (\text{B.16})$$

ANEXO C - Determinação do Valor Esperado e Variância para o Método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano

C.1.1. Atrito Lateral

C.1.1.1. Estacas em solos não coesivos

$$f_s = k \times \sigma'_v \times \tan\delta = f\left(k, \sigma'_v, \delta\right) \qquad (\text{C.1})$$

$$y = f(x, y, z) \Rightarrow \; E[f(x, y, z)] = f\left(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z}\right) \qquad (\text{C.2})$$

A resistência unitária por atrito lateral esperada na camada é calculada como:

$$\mu_{fsi} = \mu_{ki} \times \mu_{\sigma'_{vi}} \times \tan \mu_{\delta i} \qquad (\text{C.4})$$

A resistência lateral é:

$$Q_{Li} = A_{Si} \times \mu_{ki} \times \mu_{\sigma'_{vi}} \times \tan \mu\delta_i \qquad (\text{C.5})$$

A variância no caso de produtos e quocientes de variáveis não correlacionadas pode ser obtida a partir do coeficiente de variação Ω. Seja, por exemplo, a função t (Pacheco, 2007):

$$t = \frac{a \times x^b \times y^c}{z^d} \qquad (\text{C.6})$$

Onde a, b, c, d são constantes.

$$\Omega_t^2 = b^2 \times \Omega_x^2 + c^2 \times \Omega_y^2 + d^2 \times \Omega_z^2 \qquad (\text{C.7})$$

Se $t = x \times y \times z \Rightarrow \; \Omega_t^2 = \Omega_x^2 + \Omega_y^2 + \Omega_z^2$

$$\frac{\sigma_t^2}{\mu_t^2} = \frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2} + \frac{\sigma_y^2}{\mu_y^2} + \frac{\sigma_z^2}{\mu_z^2} \qquad (\text{C.8})$$

$$= \frac{\sigma_x^2 \times \mu_y^2 \times \mu_z^2 + \sigma_y^2 \times \mu_x^2 \times \mu_z^2 + \sigma_z^2 \times \mu_x^2 \times \mu_y^2}{\mu_x^2 \times \mu_y^2 \times \mu_z^2} \qquad (\text{C.9})$$

Como

$$\mu_t = \mu_x \times \mu_y \times \mu_z \qquad (\text{C.10})$$

temos:

$$\sigma_t^2 = \sigma_x^2 \times \mu_y^2 \times \mu_z^2 + \sigma_y^2 \times \mu_x^2 \times \mu_z^2 + \sigma_z^2 \times \mu_x^2 \times \mu_y^2 \qquad (\text{C.11})$$

Aplicando à função C.11, dada pela equação C.12, vem:

$$Q_{Li} = A_{Si} \times f_{Si} \qquad (\text{C.12})$$

vem:

$$\sigma_{Q_{Li}}^2 = A_{Si}^2 \times \left[\left(\mu_{\sigma'_{vi}} \times \tan \mu_{\delta_i}\right)^2 \times \sigma_{ki}^2 + \left(\mu_{ki} \times \tan \mu_{\delta_i}\right)^2 \times \sigma_{\sigma'_{vi}}^2 + \left(\frac{\mu_{ki} \times \mu_{\sigma'_{vi}}}{\cos \mu_{\delta_i}} \right) \times \sigma_{\delta_i}^2 \right] \qquad (\text{C.13})$$

Casos com limitação do atrito lateral, τ_{lim}.

$$Q_{Li} = A_{S,i} \times \tau_{lim,i} \qquad (\text{C.14})$$

$$\mu_{Q_{Li}} = A_{S,i} \times \mu_{\tau_{lim,i}} \qquad (\text{C.15})$$

$$\sigma_{Q_{l,i}}^2 = A_{S,i}^2 \times \sigma_{\tau_{lim,i}}^2 \qquad (\text{C.16})$$

C.1.1.2. Estacas em solos coesivos

$$\mu_{Ql,i} = A_{S,i} \times \left[\mu_{\alpha i} \times \mu_{Su,i}\right] \qquad (\text{C.17})$$

$$\sigma^2_{Qli}\left(ver\ C11\right) = A^2_{S,i} \times \left[\mu^2_{\alpha i} \times \sigma^2_{Su,i} + \mu^2_{Su,i} \times \sigma^2_{\alpha i}\right] \qquad (\text{C.18})$$

Utilizar a resistência amolgada, prevendo as condições durante a cravação.

C.1.2. Resistência de Ponta

C.1.2.1. Solos Arenosos

$$\mu_{Q_P} = A_P \times \mu_{Nqi} \times \mu_{\sigma'_{V,i}} \qquad (\text{C.19})$$

$$\sigma^2_{Q_P} = A^2_P \times \left[\mu^2_{Nqi} \times \sigma^2_{\sigma'_{V,i}} + \mu_{\sigma'^2_{Vi}} \times \sigma^2_{Nq,i}\right] \qquad (\text{C.20})$$

Casos com limitação de resistência de ponta

$$\mu_{Q_P} = A_P \times \mu_{Q\,lim} \qquad (\text{C.21})$$

$$\sigma^2_{Q_P} = A^2_P \times \sigma^2_{Q\,lim} \qquad (\text{C.22})$$

C.1.2.2. Solos argilosos

$$\mu_{Q_P} = A_P \times \mu_{Nc,i} \times \mu_{Su,i} \qquad (\text{C.23})$$

$$\sigma^2_{Q_P} = A^2_P \times \left[\mu^2_{Nc,i} \times \sigma^2_{Su,i} + \mu^2_{Su,i} \times \sigma^2_{Nci}\right] \qquad (\text{C.24})$$

Anexo D - Método de Decourt e Quaresma (1978)

Decourt e Quaresma (1978) apresentam um processo expedito para determinação da carga de ruptura de estacas, com base apenas (e diretamente) nos resultados fornecidos por sondagens à percussão. Os autores ressaltam que o objetivo do método elaborado não visa a obtenção de valores exatos, mas sim de estimativas bastante aproximadas, seguras e, principalmente de fácil determinação.

Decourt e Quaresma (1978) sugerem os seguintes valores de resistência lateral (Tabela D.1), sem distinção quanto ao tipo de solo:

Tabela D.1. Valores de adesão sugeridos por Decourt e Quaresma (1978).

SPT (valor médio ao longo do fuste)	Adesão (tf/m^2)
3	2
6	3
9	4
12	5
≥ 15	6

Para a estimativa da resistência de ponta (em tf/m^2), os autores propõem a utilização da seguinte expressão:

$$q_p = C \times N \qquad (\text{D.1})$$

onde c é um coeficiente obtido da Tabela B.1 do Anexo B, função do tipo de solo.

A capacidade de carga seria então, obtida, pela equação D.2:

$$Q_U = Q_S + Q_P \qquad (\text{D.2})$$

$$Q_S = P \times L \times q_S \qquad (\text{D.3})$$

$$Q_P = A_P \times q_P \qquad (\text{D.4})$$

onde:

Q_U – é a carga de ruptura da estaca.

Q_S – é a parcela da carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste.

Q_P – é a parcela da carga de ruptura resultante da ponta da estaca.

P – é o perímetro da estaca.

L – é o comprimento da estaca.

q_S – é a adesão ao longo do fuste.

A_P – é a área da ponta da estaca.

q_P - é a resistência de ponta da estaca.

Decourt e Quaresma (1978) chegaram a uma boa concordância entre os valores de capacidade de carga medidos e os valores calculados após comparação com os resultados de provas de carga. Embora as estacas analisadas tenham sido todas do tipo pré-moldadas, os autores admitem, em primeira aproximação, que o mesmo processo de cálculo seja válido para estacas tipo Franki, estacas escavadas e estacas tipo Strauss.

Para valor do N_{SPT} a ser empregado para o cálculo da resistência de ponta, os autores recomendam a obtenção do valor médio entre os três valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Para valores do SPT a serem empregados para o cálculo da resistência média por atrito lateral, os autores recomendam se considerar os valores obtidos ao longo do fuste, com exceção daqueles já considerados para a determinação da resistência de ponta.

Os autores ressaltam ser o método conservativo, uma vez as cargas previstas serem inferiores às cargas medidas com base nas provas de carga. Recomendam cautela, no entanto, na aplicação a casos de solos de natureza diferente dos analisados, principalmente no caso de siltes, uma vez terem sido examinados apenas os solos siltosos provenientes de alteração de rocha (solos residuais).

Em trabalho mais recente, Decourt (1982) faz algumas modificações em relação ao trabalho original:

1) Distingue sua formulação para as estacas escavadas das estacas tradicionais (pré-moldadas, Franki, etc.), após a crescente utilização de estacas escavadas para atender às cargas cada vez mais elevadas.

2) Majora o valor limite de N=15 – antes considerado para a determinação da adesão ao longo do fuste – para N=50, tendo em vista a necessidade de adequar a metodologia de projeto ao avanço crescente alcançado nos equipamentos de cravação e nas ferramentas de escavação, que hoje conseguem transpor obstáculos antes não ultrapassáveis.

3) O valor de adesão (q_S) recomendado é de

$$q_S = \frac{\overline{N}}{3} + 1 \quad \text{, em tf/m}^2 \qquad (\text{D.5})$$

sendo $\overline{N}$ é o valor médio de N ao longo do fuste, calculado conforme descrito anteriormente.

Para $N \leq 3$ - adotar N=3 – mantido o limite anterior

Para $N \geq 50$ - adotar N=50 – modificado o limite anterior de N=15, exceção feita às estacas Strauss e tubulões a céu aberto, em que este valor é mantido.

É importante observar que a expressão (D.5) não modifica os valores da Tabela D.1, mas apenas os exprimem em forma de equação.

4) Para o caso de estacas escavadas de grandes dimensões, o autor apresenta um método de determinação da carga admissível, considerando separadamente os casos em que os recalques devem ser limitados daqueles em que maiores recalques podem ser permitidos.

5) Sugere, também, a utilização de fatores de segurança parciais que levam em conta, isoladamente, as variações das propriedades do solo, confiabilidade de formulação adotada, a presença de deformações excessivas e a segurança em relação aos carregamentos, ao invés do fator de segurança global igual a 2 em relação à ruptura.

Embora a formulação apresentada por Decourt para estacas escavadas se restrinja, por enquanto, à determinação da carga admissível, nesta formulação é determinada a parcela de carga de ruptura correspondente ao atrito lateral (com as mesmas expressões e critérios empregados para outros tipos de estacas). Para a determinação da parcela de carga de ruptura correspondente à ponta da estaca, o autor utiliza os valores de C, da Tabela D.2.

Tabela D.2. Valores de C utilizados por Decourt para estacas escavadas.

Tipo de solo	C (tf/m^2)
Argila	10
Siltes argilosos (solos residuais)	12
Siltes arenosos (solos residuais)	14
Areias	20

ANEXO E - Resultados das Análises para a Estaca P169 do Setor M para o Método de Decourt e Quaresma

Este Anexo destina-se a apresentar uma Planilha típica elabora em Excel para o Método de Decourt e Quaresma para o caso a estaca P169 do setor M. Esta planilha contempla os resultados da análise da estaca na situação embuchada.

ESTACA EMBUCHADA									
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF.	NSPT MÉDIO	Valor Esperado Nspt - μ_{NSPT}=Nspt$_{médio}$	Variância Obtida - Nspt - V[y$_{médio}$]	Desvio Padrão σ[y]	μ_{QL} – Valor Esperado de Q_L	Valor Acumulado do Valor Esperado - μ_{ACUMUL}	Variância-Decourt-Média - Atrito Externo	Variância Acumulada - Média - σ_{ACUML}
ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO	1	0,57	0,57	0,82	0,90	3,09	3,09	0,61	0,61
	2	0,00	0,00	0,00	0,00	2,59	5,68	0,00	0,61
	3	0,00	0,00	0,00	0,00	2,59	8,27	0,00	0,61
	4	0,00	0,00	0,00	0,00	2,59	10,86	0,00	0,61
	5	0,00	0,00	0,00	0,00	2,59	13,45	0,00	0,61
	6	0,00	0,00	0,00	0,00	2,59	16,04	0,00	0,61
	7	0,00	0,00	0,00	0,00	2,59	18,64	0,00	0,61
	8	1,57	1,57	5,39	2,32	3,95	22,59	4,02	4,63
AREIA SILTOSA, MÉDIA	9	4,43	4,43	1,96	1,40	25,67	48,26	23,40	28,03
	10	6,00	6,00	2,29	1,51	31,10	79,36	27,30	55,32
	11	7,00	7,00	4,29	2,07	34,56	113,92	51,18	106,51
	12	8,00	8,00	6,29	2,51	38,01	151,93	75,07	181,57
	13	7,86	7,86	8,41	2,90	37,52	189,45	100,41	281,98
SILTE ARENOSO, MOLE A MÉDIO	14	18,43	18,43	291,96	17,09	74,05	263,50	3486,66	3768,64
	15	22,67	22,67	384,89	19,62	88,70	352,20	4596,45	8365,09
	16	8,00	8,00	23,60	4,86	38,01	390,21	281,84	8646,93
	17	5,20	5,20	10,56	3,25	28,34	418,55	126,11	8773,04
	18	6,60	6,60	22,64	4,76	33,18	451,72	270,37	9043,41
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	19,3	17,20	17,20	286,96	16,94	69,81	521,53	7867,21	16910,62
	20	17,50	17,50	206,75	14,38	70,84	592,37	2469,07	19379,69
	21	21,50	21,50	304,25	17,44	84,67	677,04	3633,44	23013,12
	22	23,75	23,75	339,19	18,42	92,44	769,48	4050,67	27063,80
	23	32,25	32,25	321,19	17,92	121,82	891,30	3835,71	30899,51
	24	24,67	24,67	321,56	17,93	95,61	986,91	3840,11	34739,61
	25	13,50	13,50	6,25	2,50	57,02	1043,93	74,64	34814,25
	25,7	39,29	39,29	287,06	16,94	71,60	1115,53	1679,80	36494,05
	26	12,50	12,50	0,25	0,50	37,49	1153,02	1,46	36495,51

PROF.	C*10	Valor esperado para N_{SPT} - $\mu(N_{SPT})$	Área Ponta da Estaca (ϕ 33)	- Resistência de Ponta Total	A_P - (Área Ponta - (ϕ 33))^2	Variância σ_{NSPT} – V(Nspt) - Média	(C*10)^2	Variância da Resistência de Ponta - $\Sigma_{QP-Média}$	μ_{QR}	$\sigma_{QR(MÉDIA)}$
25,70	400,0	21,76	0,086	744,519	0,007	97,854	160000,0	114534,1	1788,4	149348,4

ANEXO F - Resultados das Análises para a Estaca P169 do Setor M para o Método do US Army Corps of Engineers (2005)

Este Anexo destina-se a apresentar uma Planilha típica elabora em Excel para o Método do US Army Corps of Engineers (2005) para o caso da estaca P169 do setor M. Esta planilha contempla os resultados da análise da estaca na situação embuchada.

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF.	Cálculo de N_{SPT}					
		$N_{SPTmédio}$	$N_{SPTmédio}$	Variância N_{SPT}	Variância $N_{SPT_AMERICANO}$	$N_{SPTmédio}$-Desvio	$N_{SPTmédio}$+Desvio
ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO	1	1,625	2,19375	0,82	1,49	-	-
	2	0,25	0,3375	0,00	0,00	-	-
	3	0,75	1,0125	0,00	0,00	-	-
	4	0,875	1,18125	0,00	0,00	-	-
	5	1,25	1,6875	0,00	0,00	-	-
	6	0,75	1,0125	0,00	0,00	-	-
	7	1,875	2,53125	0,00	0,00	-	-
	8	5,38	7,25625	5,39	9,82	-	-
AREIA SILTOSA, MÉDIA	9	6,25	8,44	1,96	3,57	6,55	10,33
	10	17,00	22,95	2,29	4,17	20,91	24,99
	11	25,13	33,92	4,29	7,81	31,12	36,71
	12	8,71	11,76	6,29	11,46	8,38	15,15
	13	7,43	10,03	8,41	15,32	6,11	13,94
SILTE ARENOSO, MDTE. COMPACTO	14	7,57	10,22	291,96	532,10	0,10	33,29
	15	7,57	10,22	384,89	701,46	0,10	36,71
	16	5,83	7,88	23,60	43,01	1,32	14,43
	17	8,00	10,80	10,56	19,25	6,41	15,19
	18	10,17	13,73	22,64	41,26	7,30	20,15
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	19	12,33	16,65	286,96	522,98	0,10	39,52
	20	16,33	22,05	206,75	376,80	2,64	41,46
	21	17,33	23,40	304,25	554,50	0,10	46,95
	22	22,83	30,83	339,19	618,17	5,96	55,69
	23	21,50	29,03	321,19	585,36	4,83	53,22
	24	16,67	22,50	321,56	586,04	0,10	46,71
	25	12,50	16,88	6,25	11,39	13,50	20,25
	25,7	11,67	15,75	287,06	523,17	0,10	38,62
	27	11,80	15,93	0,25	0,46	15,26	16,61

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF.	Cálculo de ϕ_{tc}						
		$\sigma`_{V0}$	ϕ_{tc}	$\phi_{tc-desvio}$	$\phi_{tc+desvio}$	ϕ_{tc}-$\phi_{tc-desvio}$	Desvio do ângulo de atrito	Variância de ϕ_{tc}
ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO	1	4,000	0,000	-	-	-	-	-
	2	8,000	0,000	-	-	-	-	-
	3	12,000	0,000	-	-	-	-	-
	4	16,000	0,000	-	-	-	-	-
	5	20,000	0,000	-	-	-	-	-
	6	24,000	0,000	-	-	-	-	-
	7	28,000	0,000	-	-	-	-	-
	8	34,000	0,000	-	-	-	-	-
AREIA SILTOSA, MÉDIA	9	40,000	36,564	34,232	38,465	0,058	0,037	0,001
	10	47,000	45,527	44,620	46,356	0,019	0,015	0,000
	11	54,000	48,705	47,873	49,468	0,016	0,014	0,000
	12	62,000	37,818	34,668	40,227	0,073	0,049	0,002
	13	70,000	35,734	31,302	38,827	0,105	0,066	0,004
SILTE ARENOSO, MDTE. COMPACTO	14	78,000	35,360	8,372	46,672	0,542	0,334	0,112
	15	86,000	34,844	8,215	47,075	0,558	0,339	0,115
	16	94,000	32,032	18,808	37,551	0,293	0,164	0,027
	17	102,000	34,399	29,834	37,554	0,112	0,067	0,005
	18	110,000	36,157	30,525	39,782	0,128	0,081	0,007
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	19	118,000	37,534	7,687	45,867	0,509	0,333	0,111
	20	127,000	39,733	21,991	45,854	0,300	0,208	0,043
	21	136,000	39,853	7,442	46,606	0,491	0,342	0,117
	22	145,000	42,077	27,313	47,828	0,244	0,179	0,032
	23	154,000	41,080	25,352	46,971	0,263	0,189	0,036
	24	163,000	38,250	7,126	45,301	0,499	0,333	0,111
	25	172,000	35,196	33,176	36,885	0,053	0,032	0,001
	25,7	181,000	34,220	6,942	42,696	0,522	0,312	0,097
	27	190,000	33,991	33,602	34,367	0,011	0,007	0,000

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF.	Cálculo de fs				
		Kmédio	$\sigma`_V$	δ	tanδ	f_S
ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO	1	-	4,000	-	-	1,500
	2	-	8,000	-	-	1,500
	3	-	12,000	-	-	1,500
	4	-	16,000	-	-	1,500
	5	-	20,000	-	-	1,500
	6	-	24,000	-	-	1,500
	7	-	28,000	-	-	1,500
	8	-	34,000	-	-	7,500
AREIA SILTOSA, MÉDIA	9	1,500	40,000	36,564	0,670	40,184
	10	1,500	47,000	43,251	0,920	64,844
	11	1,500	54,000	46,270	1,028	83,272
	12	1,500	62,000	37,818	0,701	65,183
	13	1,500	70,000	35,734	0,650	68,218
SILTE ARENOSO, MDTE. COMPACTO	14	1,500	78,000	35,360	0,641	74,971
	15	1,500	86,000	34,844	0,629	81,093
	16	1,500	94,000	32,032	0,565	79,658
	17	1,500	102,000	34,399	0,618	94,595
	18	1,500	110,000	36,157	0,660	108,877
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	19	1,500	118,000	37,534	0,694	122,791
	20	1,500	127,000	39,733	0,751	142,984
	21	1,500	136,000	39,853	0,754	153,766
	22	1,500	145,000	42,077	0,815	177,320
	23	1,500	154,000	41,080	0,787	181,838
	24	1,500	163,000	38,250	0,712	174,048
	25	1,500	172,000	35,196	0,637	164,321
	25,7	1,500	181,000	34,220	0,614	166,739
	27	1,500	190,000	33,991	0,609	173,531

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF.	Cálculo de $\mu_{QL\text{-acumulado}}$			Variância	
		A_S	μ_{QI}	$\mu_{QI\text{-acumulado}}$	$\sigma^2(Q_S)$	$\sigma^2(Q_S)$ acumulado
ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO	1	1,037	1,555	1,555	0,172	0,172
	2	1,037	1,555	3,110	0,172	0,344
	3	1,037	1,555	4,665	0,172	0,516
	4	1,037	1,555	6,220	0,172	0,688
	5	1,037	1,555	7,775	0,172	0,860
	6	1,037	1,555	9,331	0,172	1,032
	7	1,037	1,555	10,886	0,172	1,204
	8	1,037	7,775	18,661	3,880	5,084
AREIA SILTOSA, MÉDIA	9	1,037	41,660	60,321	-	-
	10	1,037	67,225	127,546	-	-
	11	1,037	86,330	213,876	-	-
	12	1,037	67,576	281,452	-	-
	13	1,037	70,723	352,175	-	-
SILTE ARENOSO, MDTE. COMPACTO	14	1,037	77,724	429,900	-	-
	15	1,037	84,071	513,971	-	-
	16	1,037	82,584	596,554	-	-
	17	1,037	98,069	694,623	-	-
	18	1,037	112,876	807,499	-	-
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	19	1,037	127,301	934,800	-	-
	20	1,037	148,235	1083,036	-	-
	21	1,037	159,413	1242,449	-	-
	22	1,037	183,832	1426,280	-	-
	23	1,037	188,516	1614,796	-	-
	24	1,037	180,440	1795,237	-	-
	25	1,037	170,355	1965,592	-	-
	25,7	1,037	172,862	2138,454	-	-
	27	1,037	179,905	2318,359	-	-

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF.	Resistência por Atrito Lateral e Variância								
		A_{si}	μ_{ki}	$\mu_{\sigma vi}'$	$\mu\delta_i$	$\tan\mu\delta_i$	$\cos\mu\delta_i$	$\sigma^2_{\delta i}$	σ^2	$\Sigma\sigma^2$
ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO	1	1,555	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
	2	1,555	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
	3	1,555	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
	4	1,555	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
	5	1,555	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
	6	1,555	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
	7	1,555	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
	8	7,775	1,500		0,000	0,000	0,000	-	-	
AREIA SILTOSA, MÉDIA	9	41,660	1,500	40,000	34,736	0,693	0,822	0,001	25,655	25,655
	10	67,225	1,500	47,000	43,251	0,941	0,728	0,000	49,362	75,018
	11	86,330	1,500	54,000	46,270	1,045	0,691	0,000	79,638	154,656
	12	67,576	1,500	62,000	35,927	0,725	0,810	0,002	78,908	233,564
	13	70,723	1,500	70,000	33,948	0,673	0,830	0,004	120,704	354,269
SILTE ARENOSO, MDTE. COMPACTO	14	77,724	1,500	78,000	33,592	0,664	0,833	0,101	2202,724	2556,993
	15	84,071	1,500	86,000	33,102	0,652	0,838	0,104	2721,330	5278,323
	16	82,584	1,500	94,000	30,430	0,587	0,862	0,024	767,673	6045,997
	17	98,069	1,500	102,000	32,679	0,641	0,842	0,004	248,995	6294,991
	18	112,876	1,500	110,000	34,350	0,683	0,826	0,006	389,526	6684,518
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	19	127,301	1,500	118,000	35,657	0,717	0,813	0,100	5283,299	11967,816
	20	148,235	1,500	127,000	37,747	0,774	0,791	0,039	2675,251	14643,068
	21	159,413	1,500	136,000	37,860	0,777	0,790	0,105	7834,931	22477,998
	22	183,832	1,500	145,000	39,973	0,838	0,766	0,029	2861,490	25339,488
	23	188,516	1,500	154,000	39,026	0,811	0,777	0,032	3429,441	28768,930
	24	180,440	1,500	163,000	36,337	0,736	0,806	0,100	10265,045	39033,975
	25	170,355	1,500	172,000	33,436	0,660	0,834	0,001	409,064	39443,039
	25,7	172,862	1,500	181,000	32,509	0,637	0,843	0,088	10109,476	49552,515
	27	179,905	1,500	190,000	32,292	0,632	0,845	0,000	353,593	49906,108

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL								
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	PROF.	Valor esperado da resistência de Ponta						
		A_p	$\phi_{tc\text{-}desvio}$	Nq-	$\phi_{tc+desvio}$	Nq+	Nq	μ_{Qp}
	25,700	1,037	6,9	1,8	42,7	185	93,4	838,17

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL							
AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA, AMARELA. SOLO RESIDUAL	PROF.	Variância da Ponta					
		A_p^2	μ_{Nqi}^2	$\sigma^2_{\sigma'Vi}$	$\mu_{\sigma'Vi}^2$	$\sigma^2_{Nq,i}$	σ^2_{Qp}
	25,700	0,007	93,4	0	181,000	8390,56	2009464,45

Para a camada argilosa superficial, o Valor Esperado e a Variância do atrito lateral, para cada profundidade, foi calculado a partir dos parâmetros obtidos dos ensaios Vane.

ANEXO G - Procedimento Utilizado nas Análises da Estimativa "Objetiva" para a Estaca P157 do Setor M

Este Anexo destina-se a apresentar os procedimentos utilizados nas análises para a estaca P157 do Setor M.

i) Inicialmente, executou-se o programa da equação da onda para os parâmetros médios selecionados, incluindo a eficiência média, obtendo-se a curva esperada de cravabilidade.

ii) Com o número de golpes por penetração obtido dos registros da obra para a estaca em análise, entrou-se no eixo das abscissas da curva de cravabilidade e obteve-se, no eixo das ordenadas, o valor esperado da resistência do solo durante a cravação, Figura G.1.

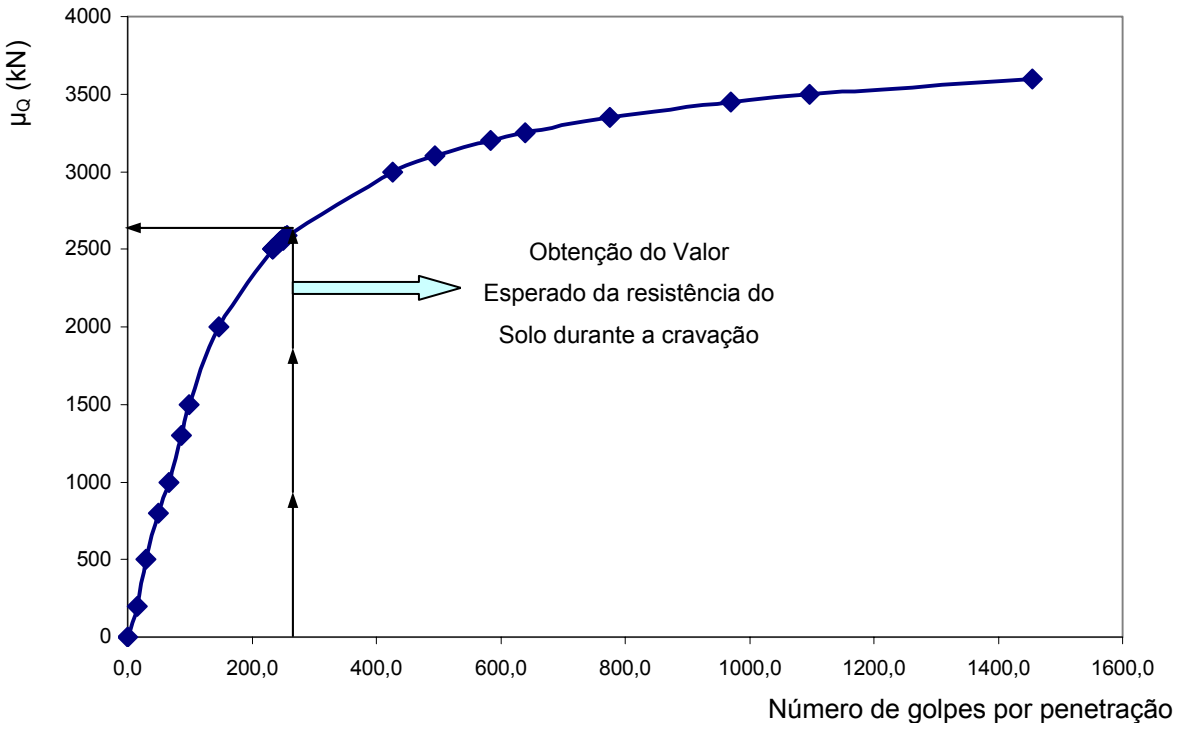


Figura G.1. Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração obtido para a Estaca P157 do Setor M.

iii) Após os procedimentos listados em i e ii, executou-se o programa para o limite inferior da faixa de incerteza da eficiência e, em seguida, para o limite superior da

mesma faixa, obtendo-se duas outras curvas de cravabilidade que delimitam uma região onde devem se situar as curvas correspondentes à faixa de incerteza selecionada para a eficiência do martelo.

iv) Entrando-se no eixo das ordenadas com a resistência dinâmica esperada obtida em ii), nas curvas de cravabilidade correspondentes aos limites superiores e inferiores de eficiência, obteve-se, respectivamente, o limite inferior, n_1, e superior, n_2, do número de golpes por penetração, Figura G.2.

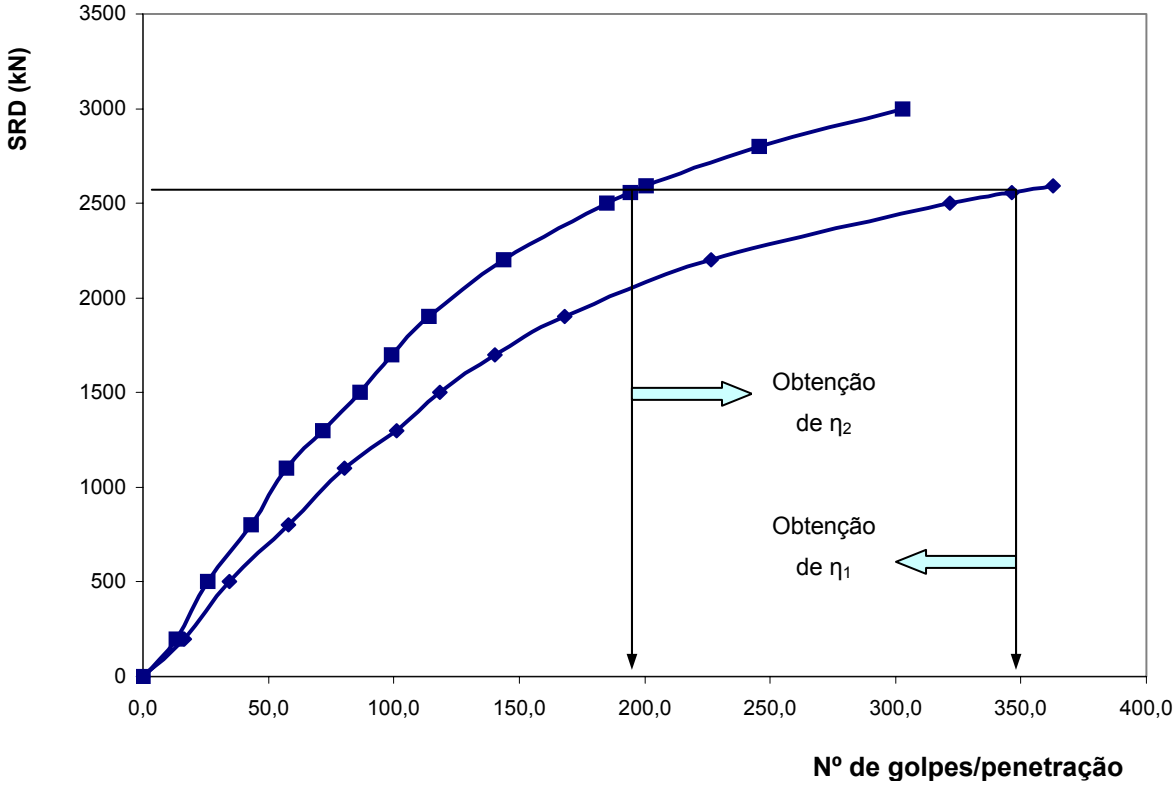


Figura G.2. Obtenção dos limites (inferior e superior) do número de golpes por penetração, correspondentes ao valor esperado da resistência mobilizada durante a cravação para a estaca P157 do Setor M.

A variância σ_H em relação ao número de golpes foi calculada conforme Guttormsen (1987) como:

$$\sigma_H^2 = \left[\frac{n_1 - n_2}{2}\right]^2 \qquad (\text{G.1})$$

Portanto, aplicando-se a equação G.1, obteve-se a variância em relação ao número de golpes conforme indicado abaixo:

$$\sigma_H^2 = \left[\frac{351-196}{2}\right]^2 = 5990{,}76$$

A parcela σ_L da variância devida às demais incertezas foi calculada, conforme Guttormsen (1987) como:

$$\sigma_L^2 = (\Omega \mu_N)^2 \qquad (\text{G.2})$$

onde Ω, coeficiente de variação relativo à incerteza das demais variáveis, foi selecionado com base na experiência do projetista e μ_N o valor esperado do número de golpes. Continuando o procedimento proposto por Guttormsen (1987), tem-se:

$$\sigma_L^2 = (0{,}12 \times 250)^2 = 900$$

v) Para o número de golpes medido, no eixo das abscissas, obteve-se, no item ii, o valor da resistência esperada na cravação, para a curva correspondente à eficiência média. Introduzindo-se agora a faixa de valores do número de golpes no eixo das abscissas, valor medido menos desvio padrão e valor medido mais desvio padrão, na curva de cravabilidade corresponde à eficiência média, obteve-se, finalmente, o limite inferior da resistência mobilizada durante a cravação (valor esperado menos o desvio padrão) e o limite superior da resistência mobilizada durante a cravação (valor esperado mais o desvio padrão).

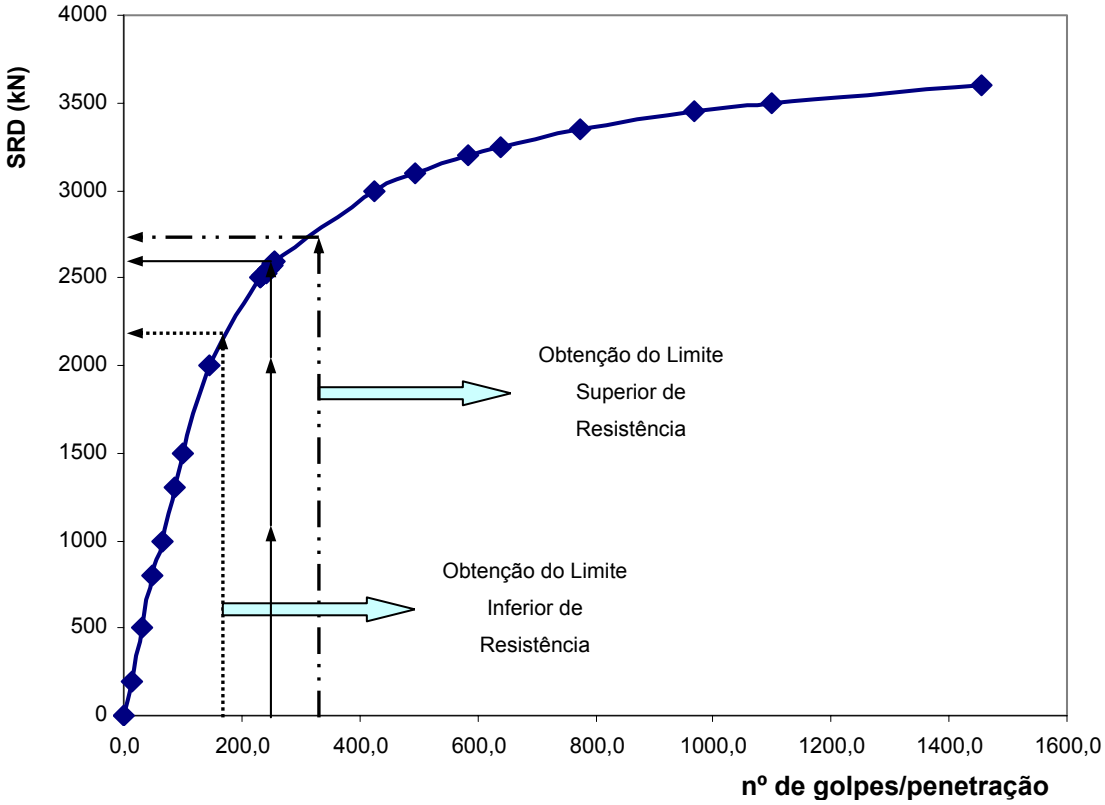


Figura G.3. Obtenção dos limites (inferior e superior) da resistência do solo durante a cravação em função do número de golpes por penetração para a Estaca P157 do Setor M.

vi) O quadrado do desvio padrão obtido em ii) corresponde à variância da resistência mobilizada durante a cravação.

O procedimento descrito anteriormente permitiu, assim, a obtenção da estimativa do valor esperado e da variância da distribuição provável (“objetiva”) da capacidade de carga durante a cravação para a Estaca P157 do Setor M.