

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE ESTAQUEAMENTO ATRAVÉS DA
TEORIA BAYESIANA**

Juliano Augusto Nietiedt

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa
de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE,
da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como
parte dos requisitos necessários à obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de
Almeida
Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro
Fevereiro de 2018

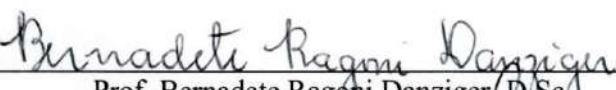
ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE ESTAQUEAMENTO ATRAVÉS DA
TEORIA BAYESIANA

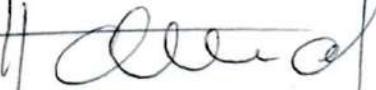
Juliano Augusto Nietiedt

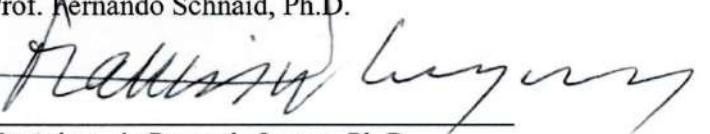
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:


Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.


Prof. Bernadete Ragni Danziger, D.Sc.


Prof. Fernando Schnaid, Ph.D.


Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.


Prof. Nelson Aoki, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

FEVEREIRO DE 2018

Nietiedt, Juliano Augusto

Análise da Confiabilidade de Estaqueamento Através
da Teoria Bayesiana/ Juliano Augusto Nietiedt. – Rio de
Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XIX, 159 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida
Bernadete Ragoni Danziger

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de
Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 123-133.

1. Confiabilidade de Estacas. 2. Análise Bayesiana. 3.
Estacas Metálicas. 4. *Set-up*. 5. Fórmulas Dinâmicas. I.
Almeida, Márcio de Souza Soares de, *et al.* II. Universidade
Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de
Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha esposa Aline, que me acompanha desde o início do curso de graduação em Engenharia. O incentivo constante e auxílio durante todo o desenvolvimento desta pesquisa foram fundamentais para a conclusão deste mestrado. Rumo agora ao doutorado, sempre juntos, superando as dificuldades com muito amor e companheirismo.

Agradeço também aos meus orientadores, Márcio Almeida e Bernadete Danziger, que me deram essa oportunidade de aprender e desenvolver minhas potencialidades. A experiência e conhecimento por eles passada foi um divisor de águas em minha carreira, acadêmica e profissional. A oportunidade de trabalhar com dois grandes mestres, que profissionalmente se complementam, é uma honra à qual muito tenho a agradecer.

Aos meus familiares, que me deram educação e condições de buscar meus sonhos e ideais. Sem eles nada disso seria possível.

Agradeço aos membros da banca, grandes expoentes da engenharia brasileira, que aceitaram examinar e avaliar este trabalho.

Às colegas e amigas Silvana Vasconcelos e Liliana Pires, alunas da COPPE/UFRJ, que muito ajudaram na obtenção dos dados e durante as visitas à obra. Agradecimento estendido também à aluna de engenharia da UERJ, Raphaela Lamarca, que sob o comando da professora Bernadete tanto ajudou no planilhamento e avaliação dos dados de campo.

Ao amigo e colega de trabalho, mentor profissional na Magna Engenharia, André Hebmuller, que sempre me incentivou a fazer o mestrado na COPPE e a quem devo todo o conhecimento profissional adquirido desde a época do estágio.

Agradeço aos envolvidos na obra, pessoal da SAG e PSAM, pela disponibilidade, disponibilização dos dados e caronas para a obra.

Agradeço, por fim, a todos os professores e colegas do curso de mestrado em Geotecnia da COPPE, que tornaram extremamente enriquecedores esses últimos dois anos.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE ESTAQUEAMENTO ATRAVÉS DA TEORIA BAYESIANA

Juliano Augusto Nietiedt

Fevereiro/2018

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Bernadete Ragoni Danziger

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho consiste em um estudo da aplicação da teoria Bayesiana na atualização da capacidade de carga de um extenso estaqueamento metálico, perfil H, de uma estação de tratamento de esgoto (E.T.E) na cidade de São Gonçalo-RJ. As estacas foram cravadas em perfil de solo estratificado, composto por argila mole fluviomarinha, sobrejacente a camada arenosa densa, terminando em solo residual de gnaisse. As incertezas envolvidas foram modeladas por distribuições de capacidade de carga *a priori*, de verossimilhança e *a posteriori*. A distribuição *a posteriori* é obtida da atualização das capacidades de carga *a priori* por meio das funções de verossimilhança, que incorporam as informações dos registros de cravação. Foram utilizados dois métodos de cálculo estáticos *a priori*, AOKI E VELLOSO (1975) e VESIC (1977) e duas fórmulas dinâmicas como função de verossimilhança, a dos dinamarqueses (SORENSEN E HANSEN, 1957) e de Chellis-Aoki (CHELLIS, 1951; AOKI, 1989), que permitiram estudar a diminuição das incertezas e ganho de confiabilidade com a combinação dos diferentes métodos. Os resultados foram comparados com provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmicos. O ganho de resistência com o tempo foi estudado através de comparações da capacidade de carga no momento da cravação e meses após, por diferentes métodos de cálculo. Questões sobre o embuchamento de estacas perfil H cravadas também são abordadas. Os resultados mostraram significativos ganhos de confiabilidade e a ocorrência de efeitos de *set-up*.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfilment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

RELIABILITY ANALYSIS OF A PILING APPLYING BAYESIAN APPROACH

Juliano Augusto Nietiedt

February/2018

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida

Bernadete Ragoni Danziger

Department: Civil Engineering

This research applies Bayesian updating of a large steel H piling foundation for a Wastewater Treatment Plant in São Gonçalo-RJ. The piles were driven into a stratified soil profile consisting on a very soft superficial clay layer, followed by a fine-to-coarse dense sand followed by silty-sand/sandy-silt gneissic residual soil strata. Uncertainty is modelled by *a priori* and *a posteriori* distribution of the piling capacity. The *a posteriori* distribution is determined by updating the *a priori* distribution using a likelihood function, which incorporates records obtained during pile driving. Two pile capacity design models, AOKI AND VELLOSO (1975) and VESIC (1977), and two likelihood functions, *Danish* formula (SORENSEN AND HANSEN, 1957) and Chellis-Aoki formula (CHELLIS, 1951; AOKI, 1989) were used. The results were compared to static and dynamic loading tests. *Set-up* effects were evaluated by comparisons between pile capacities at the *End of Driving* and months later, using different approaches. The plugging condition of the tip of H steel piles was also studied. The results demonstrate significant improve in reliability of the entire piling and gain of pile capacity due to *set-up* effects.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	01
1.1 OBJETIVOS.....	02
1.2 ESTRUTURA DA PESQUISA.....	03
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	05
2.1 RESISTÊNCIA MOBILIZADA DURANTE A CRAVAÇÃO	05
2.1.1 Recomendações da American Petroleum Institute (API).....	06
2.1.1.1 <i>Atrito lateral e resistência de ponta para argilas</i>	07
2.1.1.2 Atrito lateral e resistência de ponta para areias	08
2.1.2 Método devido a Toolan e Fox (1977).....	10
2.1.2.1 <i>Atrito lateral e resistência de ponta para argilas</i>	14
2.1.2.2 <i>Atrito lateral e resistência de ponta para areias</i>	16
2.1.3 Contribuição de Semple e Gemeinhardt (1981).....	16
2.1.4 Método de Stevens et al. (1982).....	18
2.1.5 Método UWA-05.....	19
2.1.5.1 Resistência de ponta.....	20
2.1.5.2 Resistência por atrito lateral.....	21
2.2 APLICAÇÃO DA TEORIA BAYESIANA.....	24
2.2.1 Generalidades e Aplicações em Engenharia Geotécnica.....	24
2.2.2 Aplicação na Atualização da Resistência Mobilizada Durante a Cravação (SRD).	28
2.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS	30
3 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL.....	32
3.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	36
3.1.1 Argila Mole.....	36
3.1.2 Camadas de Solo Competente.....	40
3.2 O ESTAQUEAMENTO.....	43
3.2.1 Banco de Dados.....	44
3.2.2 Ensaios de Carregamento Estático e Dinâmico.....	48
4 RESISTÊNCIA MOBILIZADA DURANTE A CRAVAÇÃO (SRD).....	52
4.1 RESISTÊNCIA MOBILIZADA A PRIORI.....	54
4.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975).....	54
4.1.2 Método de Vesic (1977).....	56
4.1.3 Adaptações dos Métodos para a Consideração da Resistência Mobilizada Durante a Cravação	60

4.1.4 Banco de Dados A Priori.....	62
4.2 FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA.....	66
4.2.1 A Fórmula dos Dinamarqueses.....	67
4.2.2 A Fórmula de Chellis-Aoki.....	68
4.2.3 Banco de Dados da Função de Verossimilhança.....	71
4.2.4 Comparação das Estimativas pelas Fórmulas Dinâmicas com Equação da Onda e Ensaio de Carregamento Dinâmico.....	73
4.3 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA <i>A POSTERIORI</i>	80
4.4 COMPARAÇÕES COM AS PROVAS DE CARGA.....	84
4.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	96
5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O GANHO DE RESISTÊNCIA COM O TEMPO (SET-UP) E EMBUCHAMENTO.....	98
5.1 GANHO DE RESISTÊNCIA COM O TEMPO APÓS A CRAVAÇÃO (SETUP).....	98
5.1.1 Revisão Bibliográfica.....	98
5.1.2 <i>Set-up</i> Obtido de Estimativas <i>a Posteriori</i> e Provas de Carga	101
5.1.3 <i>Set-up</i> Obtido de Fórmulas Dinâmicas e Equação da Onda	103
5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O EMBUCHAMENTO DA ESTACA.....	105
5.2.1 Estudo dos Diagramas de Cravvação.....	106
5.2.2 Comparações da Distribuição de Resistência Unitária entre Ensaios de Carregamento Dinâmico e Previsões por Métodos de Cálculo.....	108
5.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	114
6 CONCLUSÕES.....	117
6.1 INTRODUÇÃO.....	117
6.2 RESISTÊNCIA MOBILIZADA DURANTE A CRAVAÇÃO (SRD).....	118
6.3 GANHO DE RESISTÊNCIA COM O TEMPO (SET-UP).....	119
6.4 EMBUCHAMENTO.....	120
6.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	121
REFERÊNCIAS	123
ANEXO 1 – PLANILHAS MODELO DAS ESTIMATIVAS A PRIORI	134
ANEXO 2 – ENSAIOS DE PIEZOCONE	139
ANEXO 3 – ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO	150

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Transferência de carga para carregamento axial em estacas	06
Figura 2.2 – Consideração do embuchamento: (a) não embuchada; (b) embuchada	11
Figura 2.3 – Definição de IFR	12
Figura 2.4 – Consideração da resistência de ponta do cone do método de TOOLAM FOX (1977) (a) perfil de resistências crescente com a profundidade; e (b) perfil de resistência ajustado	15
Figura 2.5 – Fator de capacidade de carga	18
Figura 2.6 – Correlação entre G_0 e q_c para areias	24
Figura 2.7 – Probabilidade de ruína (a) elevada variabilidade; (b) baixa variabilidade.....	25
Figura 2.8 – Metodologia da aplicação do teorema de Bayes	29
Figura 3.1 – Planta da ETE	32
Figura 3.2 – Região representativa.....	34
Figura 3.3 – Perfil Geotécnico – Seção 01	35
Figura 3.4 – S_u dos ensaios de palheta	38
Figura 3.5 – Perfil típico CPTu – CPTu 03	39
Figura 3.6 – Nuvem de N_{SPT} e faixa de seus valores estatísticos.....	41
Figura 3.7 – Perfil metálico e suas dimensões	44
Figura 3.8 – Boletim de cravação típico	45
Figura 3.9 – Central de soldagem e emendas com talas metálicas soldadas	46
Figura 3.10 – Martelos de 50 kN: (a) diesel; e (b) queda livre	47
Figura 3.11 – Processo de cravação	47
Figura 3.12 – Grupo de estacas cravadas e arrasadas	48
Figura 3.13 – Estrutura de reação das provas de carga estáticas	50
Figura 3.14 – Sistema de medidas das provas de cargas estáticas	50
Figura 4.1 – Seção da estaca e consideração da área total de ponta e perímetro lateral colado	62
Figura 4.2 – Valores esperados de resistência durante a cravação (SRD) estimadas pelos dois métodos de cálculo	65
Figura 4.3 – Histograma de frequências para distribuição normal da resistência mobilizada durante a cravação (SRD): (a) método de AOKI E VELLOSO (1975); e (b) método de VESIC (1977).....	66
Figura 4.4 – Cálculo de α	70
Figura 4.5 – Histograma de frequências para função de verossimilhança referente à fórmula dinâmica dos dinamarqueses.....	72

Figura 4.6 – Histograma de frequências para função de verossimilhança referente a fórmula dinâmica de Chellis-Aoki	73
Figura 4.7 – Valores esperados de capacidade obtidos pelas duas fórmulas dinâmicas.....	74
Figura 4.8 – Comparação entre fórmulas dinâmicas, análise por equação da onda e ensaios de carregamento dinâmico – final de Cravação (EOD).....	77
Figura 4.9 – Comparação entre fórmulas dinâmicas, análise por equação da onda e ensaios de carregamento dinâmico – recravação (RE)	79
Figura 4.10 – Comparação entre fórmulas dinâmicas, análise por equação da onda e ensaios de carregamento dinâmico – recravação (RE) – Quake dos ensaios de carregamento dinâmico	79
Figura 4.11 – Histogramas de frequência <i>a posteriori</i> das previsões pelo método de AOKI E VELLOSO (1975) atualizadas pelas fórmulas: (a) Dinamarqueses; e (b) Chellis-Aoki	81
Figura 4.12 – Histogramas de frequência <i>a posteriori</i> das previsões pelo método de VESIC (1977) atualizadas pelas fórmulas: (a) Dinamarqueses; e (b) Chellis-Aoki	82
Figura 4.13 – Comparação dos valores esperados <i>a posteriori</i> de SRD pelos dois métodos de cálculo (Aoki-Velloso e Vesic), atualizados por: (a) fórmula dos dinamarqueses; e (b) fórmula de Chellis-Aoki.....	83
Figura 4.14 – Curva Carga x Recalque estaca E – 172 (s/ ponto de 24h).....	86
Figura 4.15 – Curva Carga x Recalque estaca E – 172 (c/ ponto de 24h).....	86
Figura 4.16 – Curva Carga x Recalque estaca E – 106 (s/ ponto de 24h).....	87
Figura 4.17 – Curva Carga x Recalque estaca E – 106 (c/ ponto de 24h).....	87
Figura 4.18 – Comparação entre estimativas de SRD pelo método de VESIC (1977) com resultados das provas de carga: (a) <i>a priori</i> ; (b) <i>a posteriori</i> atualizada por Chellis-Aoki; e (c) <i>a posteriori</i> atualizada por Dinamarqueses	89
Figura 4.19 – Comparação entre estimativas de SRD pelo método de AOKI E VELLOSO (1975) com resultados das provas de carga: (a) <i>a priori</i> ; (b) <i>a posteriori</i> atualizada por Chellis-Aoki; e (c) <i>a posteriori</i> atualizada por Dinamarqueses	90
Figura 4.20 – Comparação entre distribuições de frequência de SRD <i>a priori</i> , da função de verossimilhança e <i>a posteriori</i> pelo método de VESIC (1977): (a) fórmula dos dinamarqueses como função de verossimilhança; e (b) fórmula de Chellis-Aoki como função de verossimilhança.....	93
Figura 4.21 – Comparação entre distribuições de frequência de SRD <i>a priori</i> , da função de verossimilhança e <i>a posteriori</i> pelo método de AOKI E VELLOSO (1975): (a) fórmula dos dinamarqueses como função de verossimilhança; e (b) fórmula de Chellis-Aoki como função de verossimilhança.....	93

Figura 4.22 – Resumo das capacidades de carga.....	95
Figura 5.1 – Resultados de <i>set-up</i> de longo prazo de estudos de caso em argilas.....	99
Figura 5.2 – Resultados de <i>set-up</i> de longo prazo de estudos de caso em areias.....	100
Figura 5.3 – <i>Set-up</i> – Comparação entre estimativas <i>a posteriori</i> e provas de carga.....	102
Figura 5.4 – Comparação entre estimativas EOD e recravação utilizando as fórmulas dinâmicas de Chellis-Aoki, Dinamarqueses e programa GRLWEAP (equação da onda)	104
Figura 5.5 – Comparação dos diagramas de cravação com os ensaios SPT.....	107
Figura 5.6 – Comparação do atrito lateral unitário – estacas E-113, 114, 115, 116 e 260.....	109
Figura 5.7 – Comparação do atrito lateral unitário – estacas E-156, 240 e 265 ..	110
Figura 5.8 – Comparação do percentual de ponta	111
Figura 5.9 – Comparação da resistência unitária de ponta	113
Figura A.1 – Ensaio CPTu-01	140
Figura A.2 – Ensaio CPTu-02	141
Figura A.3 – Ensaio CPTu-03	142
Figura A.4 – Ensaio CPTu-04	143
Figura A.5 – Ensaio CPTu-05	144
Figura A.6 – Ensaio CPTu-06	145
Figura A.7 – Ensaio CPTu-07(a)	146
Figura A.8 – Ensaio CPTu-07(b)	147
Figura A.9 – Ensaio CPTu-08(a)	148
Figura A.10 – Ensaio CPTu-08(b)	149
Figura A.11 – ECD E-113	151
Figura A.12 – ECD E-114	152
Figura A.13 – ECD E-115	153
Figura A.14 – ECD E-116	154
Figura A.15 – ECD E-148	155
Figura A.16 – ECD E-156	156
Figura A.17 – ECD E-240	157
Figura A.18 – ECD E-260	158
Figura A.18 – ECD E-265	159

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros de projeto para solos arenosos – API-RP-2GEO (2011)	9
Tabela 2.2 – Ângulo de atrito solo/estaca e atrito lateral unitário limite – Método da STEVENS ET AL (1982).....	19
Tabela 2.3 – Fator de capacidade de carga e resistência de ponta unitária limite – STEVENS ET AL (1982).....	19
Tabela 3.1 – Resultado dos ensaios de caracterização.....	37
Tabela 3.2 – Parâmetros da argila mole.....	40
Tabela 3.3 – Parâmetros dos solos granulares.....	43
Tabela 4.1 – Coeficientes k e razão de atrito α	56
Tabela 4.2 – Fatores de correção F_1 e F_2	56
Tabela 4.3 – Produto $K_s \cdot \tan(\delta)$ para argilas moles normalmente adensadas ou levemente sobre adensadas.....	58
Tabela 4.4 – Variabilidade do N_{SPT} com a profundidade	63
Tabela 4.5 – Parâmetros EOD	75
Tabela 4.6 – Parâmetros RE	75
Tabela 4.7 – Parâmetros retro analisados dos ensaios de carregamento dinâmico	76
Tabela 4.8 – Estatística dos parâmetros retro analisados dos ensaios dinâmicos.....	77
Tabela 4.9 – Ensaios de carregamento dinâmico	84
Tabela 4.10 – Provas de carga estáticas (sem ponto de 24 horas)	87
Tabela 4.11 – Distribuição estatística do banco de dados	91
Tabela 4.12 – Resumo das capacidades de carga	94
Tabela 5.1 – Fatores de <i>set-up</i>	100
Tabela 5.2 – Fatores de <i>set-up</i> para as estacas ensaiadas do banco de dados – comparação entre estimativas <i>a posteriori</i> e provas de carga	102
Tabela 5.3 – Fatores de <i>set-up</i> utilizando as fórmulas dinâmicas e equação da onda – RE/EOD	104
Tabela 5.4 – Comparação da resistência unitária de ponta.....	111
Tabela 5.5 – Comparações da capacidade de carga e percentual de ponta.....	113
Tabela A.1 – Estimativa <i>a priori</i> – método de Aoki e Velloso (1975)	135
Tabela A.2 – Estimativa <i>a priori</i> – método de Vesic (1977)(média)	136
Tabela A.3 – Estimativa <i>a priori</i> – método de Vesic (1977)(média – desvio padrão)	137

Tabela A.4 – Estimativa <i>a priori</i> – método de Vesic (1977)(média + desvio padrão)	138
--	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

%ponta = Percentual da capacidade de carga resistida pela ponta

A = Área da estaca

A^{*}rb = Razão de área efetiva;(relativa ao cálculo da resistência de ponta);

A^{*}rs = Razão de área efetiva (relativa ao cálculo do atrito lateral);

A_b = Área de ponta da estaca

A_e = Área lateral externa

A_i = Área lateral interna

A_p = Área de ponta embuchada (perfil + solo)

A_w = Área de ponta não embuchada (somente perfil da estaca)

c = Coesão do solo

C₂ = Encurtamento elástico do fuste da estaca

C₃ = *quake* do solo

D = Diâmetro da estaca

D_i = Diâmetro interno da estaca

D_i = diâmetro interno da estaca;

E = Energia do ensaio SPT de referência

E = Módulo de elasticidade da estaca

E = Módulo de elasticidade do solo

E₆₀ = Energia referente a 60% da energia potencial teórica

f/f_c = 1 para carregamento à compressão e 0,75 para carregamento à tração

F₁ e F₂ = Fatores de correção devido ao tipo de estaca e método executivo

f_e = Atrito unitário externo

FFR = razão final de embuchamento;

f_i = Atrito unitário interno

F_p = Fator de capacidade de carga

f_s = atrito lateral unitário

f_{s(R)} = Curva de densidade de probabilidade das resistências

f_{s(S)} = Curvas de densidade de probabilidade das solicitações

G = Módulo cisalhante o solo a pequena deformação

G₀ = Módulo cisalhante o solo a pequena deformação;

H = Altura de queda do martelo

h = Profundidade local

H_{cr} = Comprimento cravado

H_e = Comprimento embutido em solo resistente

IFR_{méd} = Média dos valores de IFR medidos nos últimos 20 diâmetros de penetração

I_L = Índice de Liquidez

I_p = Índice de Plasticidade

I_r = Índice de rigidez do solo

I_{rr} = Índice de rigidez reduzido

k = Coeficiente de empuxo

K₀ = Coeficiente de empuxo no repouso

K_s = Coeficiente de empuxo

L = Comprimento da estaca

N₆₀ = Valor N para 60% da energia potencial teórica

N_c* e **N_σ** = Fatores de capacidade de carga

N_q = Fator de capacidade de carga

N_{SPT} = Valor N do ensaios SPT de referência

OCR = Razão de sobre adensamento

P = Carga aplicada na cabeça da estaca

P = Carga de ruptura convencional;

p_(Ai) = Probabilidade *a priori*

p_(Ai/B) = Probabilidade *a posteriori*

p_(B/Ai) = Probabilidade condicional de ocorrência do evento B, dado que o evento Ai já ocorreu

p_a = Tensão de referência igual a 100 kPa

p_{atm} = Pressão atmosférica = 100 kPa

p_f = Curva densidade de probabilidade de ruína

Q_b = Capacidade de carga de ponta

q_b = Resistência de ponta unitária

q_{b0,1} = Resistência de ponta unitária para deformação da ponta de 0,1D

q_c = Resistência de ponta do cone

q_{cm} = Resistência de ponta média do ensaio CPT

Q_{l,rupt} = Capacidade de carga por atrito lateral da estaca

Q_p = Resistência unitária de ponta

Q_{p,rupt} = Capacidade de carga de ponta da estaca

Q_{rupt} = Capacidade de carga da estaca

Q_s = Capacidade de carga por atrito lateral

R_u = Capacidade de carga da estaca

S = Nega para o último golpe do martelo

S_e = Repique elástico da estaca para o último golpe

S_u = Resistência ao cisalhamento não drenado

S_{ua} = Resistência ao cisalhamento não drenado amolgada

U = Perímetro lateral da estaca

W = Peso da estaca

W_h = Peso do martelo

w_L = Limite de liquidez

w_n = Umidade natural

w_p = Limite de plasticidade

α = Fator adimensional

α = Parâmetro referente à distribuição de cargas entre fuste e ponta

β = Fator adimensional de atrito lateral

δ = Ângulo de atrito da interface solo/estaca

δ_{cv} = Ângulo de atrito da interface estaca/solo a volume constante (grandes deformações);

ΔD = Incremento de penetração da estaca no solo

ΔI = Comprimento da estaca com o mesmo f_s

ΔL = Incremento de penetração da bucha na estaca

Δr = Dilatância da interface

Δr = Recalque da ruptura convencional

Δσ'rd = Aumento na tensão radial devido ao carregamento

η = Eficiência do martelo

μ_Q = Valor esperado para a capacidade de carga obtida *a posteriori*

μ_{QL} = Valor esperado para a capacidade de carga obtida por meio da função de verossimilhança

μ_{QP} = Valor esperado para a capacidade de carga obtida *a priori*

ν = Coeficiente de Poisson do solo

σ'_h = Tensão horizontal efetiva

σ'_{rc} = Tensão radial efetiva após instalação e equalização

σ'_{rf} = Tensão radial efetiva na ruptura

σ'_v = Tensão vertical efetiva

σ'_{v0} = Tensão vertical efetiva inicial

σ_{Q2} = Variância atualizada da distribuição de capacidade de carga (*a posteriori*)

$\sigma_{Q2,L}$ = Variância da distribuição da função de verossimilhança

$\sigma_{Q2,P}$ = Variância da distribuição de capacidade de carga original (*a priori*)

τ_f = Atrito lateral unitário local na ruptura

τ_f' = Atrito lateral unitário local na ruptura.

ϕ = Ângulo de atrito interno do solo

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

APA – Área de Ponta de Aço

APE – Área de Ponta Embuchada

API – American Petroleum Institute

COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

COV – Coeficiente de Variação

CPT – Ensaio de Cone (Cone Penetration Test)

CPTu – Ensaio de Piezocone (Cone Penetration Test)

ECD – Ensaio de Carregamento Dinâmico

E.T.E – Estação de Tratamento de Esgoto

EOD – Final de Cravação (*End of Driving*)

FFR – Razão final de embuchamento (*Final filling ratio*)

FOSM – First Order Second Moment

IFR – Razão final de embuchamento (*Incremental filling ratio*)

NBR – Norma Brasileira

OCR – Razão de sobreadensamento (Overconsolidation Ratio)

PLC – Perímetro Lateral Colado

PLE – Perímetro Lateral Envolvente

RE – Recravação (*Redriving*)

SPT – Standard Penetration Test

SRD – Resistência mobilizada durante a cravação (Soil Resistance to Driving)

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

UWA – University of Western Australia

1 INTRODUÇÃO

A demanda por projetos de engenharia cada vez mais econômicos e confiáveis traz consigo a necessidade de se conhecer melhor as variáveis e incertezas envolvidas no processo. A engenharia de fundações lida com diversas incertezas que vão desde a variabilidade natural do solo, falta de repetibilidade nos ensaios geotécnicos, diferenças e limitações de modelos de cálculo, até erros construtivos e humanos. Cada vez mais presente na área geotécnica, a utilização de modelos e análises estatísticas permitem a consideração dessas incertezas, conferindo maior confiabilidade aos projetos. Para aplicação dessa metodologia estatística na engenharia de fundações em terra adaptações dos métodos de cálculo advindos da engenharia *offshore* são necessárias para transformar as previsões de capacidade de carga a longo prazo em resistência mobilizada durante a cravação. Durante o processo de instalação, novas informações representando a condição natural de campo podem ser coletadas e agregadas às análises, tornando as previsões de capacidade de carga mais confiáveis, ao passo de que mais informações estão disponíveis e vão sendo incorporadas. Comparações entre os resultados obtidos com provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmicos também são fundamentais para a validação da metodologia aplicada.

A presente pesquisa consiste na aplicação da teoria Bayesiana para atualização da capacidade de carga de 645 estacas metálicas com base nos dados dos seus registros de cravação. O banco de dados utilizados na dissertação é referente à obra da Estação de Tratamento de Esgoto (E.T.E) Alcântara, situada em São Gonçalo, na baixada fluminense, no Estado do Rio de Janeiro. Esta obra faz parte do programa de despoluição da Baía de Guanabara em que cerca de 4.000 estacas metálicas, perfil H W 200x71, foram previstas em projeto. Foi estudada uma região representativa da obra em que se considerou o perfil estratigráfico do subsolo como sendo típico da área em estudo. Nesta região foram cravadas a maioria das estacas, correspondendo também à área onde foi feito o maior número de investigações geotécnicas e executadas as provas de carga. O subsolo é caracterizado por uma espessa camada de argila mole de origem flúvio-marinha, assente sobre solo arenoso sedimentar, sobrejacente ao solo areno-siltoso residual de gnaisse.

Primeiramente, as capacidades de carga durante a cravação são calculadas por meio de métodos de cálculo clássicos, que levam em conta as adaptações provenientes da engenharia *offshore*, cujo banco de dados resultante dá origem à curva de distribuição chamada de *a priori*. Os registros de obra são então analisados por meio da utilização de fórmulas dinâmicas consagradas, dando origem ao banco de dados da chamada função de verossimilhança. Enquanto a distribuição *a priori* é estabelecida a partir das investigações geotécnicas, apenas nas verticais investigadas, a função de verossimilhança contempla registros obtidos na cravação de todas as estacas. A aplicação da teoria Bayesiana com a combinação das estimativas e variabilidades das distribuições de capacidade de carga *a priori* e de verossimilhança dá origem ao banco de dados da distribuição chamada de *a posteriori*. A diminuição da incerteza e melhoria nas estimativas frente aos resultados das provas de carga são então analisados. Aspectos relativos ao ganho de resistência com o tempo após a cravação e da condição de embuchamento da ponta da estaca são também abordados.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar a diminuição da incerteza e aumento na confiabilidade de um grupo de 645 estacas cravadas, propiciados pela aplicação da teoria Bayesiana na atualização da capacidade de carga com base nos registros de cravação das estacas da obra.

Os objetivos específicos são:

- Apresentação de metodologia para aplicação da atualização Bayesiana para um extenso estaqueamento com a utilização de ferramentas de fácil acesso;
- Comparação entre previsões de capacidade de carga por diferentes métodos de cálculo estáticos, diferentes fórmulas dinâmicas, estimativas utilizando a equação da onda, ensaios de carregamento dinâmicos e provas de carga estáticas;
- Avaliação sobre o ganho de resistência com o tempo após a cravação (*set-up*);
- Avaliação sobre a condição de embuchamento da ponta de estacas perfil tipo H;

1.2 ESTRUTURA DA PESQUISA

A dissertação é apresentada em 6 capítulos, além dos anexos. O primeiro capítulo é a introdução em que é dada uma contextualização da pesquisa, do local e do banco de dados. A metodologia aplicada apresenta-se resumida e os objetivos são descritos em sequência.

O capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica. Primeiramente são abordados os métodos de previsão de capacidade de carga mobilizada durante a cravação (SRD – *Soil Resistance to Driving*), provenientes da engenharia *offshore*, e as principais considerações a serem feitas na adaptação desses métodos para a engenharia de fundações *onshore*. A segunda parte fala sobre teoria Bayesiana e sua aplicação a problemas de engenharia, com ênfase na parte de fundações por estacas. Métodos clássicos e consagrados da engenharia de fundações não são abordados, visto que são amplamente utilizados e de conhecimento geral no meio técnico.

O capítulo 3 consiste na caracterização do local. Inicialmente aborda-se a noção de uma região representativa, escolhida para o desenvolvimento da pesquisa e suas particularidades. Em seguida a caracterização geotécnica dessa região é detalhada, são descritos os ensaios, parâmetros do solo e considerações utilizadas na definição do perfil geomecânico típico. Por último, discorre-se sobre o estaqueamento e suas características; a composição do banco de dados; o processo de cravação, solda e controle de execução; os ensaios de carregamento dinâmico; e as provas de carga estática.

No capítulo 4 é descrita a metodologia aplicada e são apresentados os resultados das análises. Inicialmente é feita a previsão da capacidade de carga *a priori* e descritos os métodos de cálculo utilizados e as adaptações feitas. Estas adaptações são provenientes da experiência *offshore*, para consideração da capacidade de carga durante a cravação (SRD). Em seguida, discorre-se sobre as fórmulas dinâmicas e considerações utilizadas para a obtenção do banco de dados referentes à função de verossimilhança, que leva em conta os registros da cravação das estacas. Comparações entre as diferentes fórmulas dinâmicas com estimativas feitas pela consideração da equação da onda e resultados dos ensaios dinâmicos são apresentadas. Por último, descreve-se o procedimento de atualização da capacidade de carga das estacas e são apresentados os resultados referentes à redução das incertezas, ganho de confiabilidade e comparações com as provas de carga.

No capítulo 5 são abordados os aspectos referentes ao ganho de resistência com o tempo após a cravação e questões sobre a condição de embuchamento da ponta da estaca. Inicialmente são comparados os resultados de resistência mobilizada durante a cravação após a atualização, ou seja, as estimativas *a posteriori*, com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico. Avalia-se também o ganho de resistência por meio da utilização das fórmulas dinâmicas e estimativas pela equação da onda. Para a avaliação do *set-up* são considerados os registros de cravação coletados ao final da cravação (*End of Driving*) e durante os ensaios de carregamento dinâmico (Recravação ou *Redriving*), intervalados de alguns meses. Após esta comparação é possível estimar o aumento da capacidade de carga das estacas com o tempo. Finalmente, a condição do embuchamento das estacas é estudada por meio de três abordagens: (a) comparação dos diagramas de cravação com os perfis dos ensaios **SPT**; (b) comparação entre as tensões obtidas nos ensaios de carregamento dinâmico e estimativas feitas pelos métodos de cálculo *a priori*; e (c) comparações entre as parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral dos ensaios de carregamento dinâmico e métodos de cálculo *a priori*.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões obtidas, as considerações finais e as sugestões para pesquisas futuras. Por fim, em anexo, são apresentadas as planilhas modelo das estimativas *a priori* da resistência unitária de ponta e por atrito lateral, os boletins dos ensaios CPTu e resultados dos ensaios de carregamento dinâmico.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentadas as bases teóricas necessárias para o desenvolvimento da presente pesquisa. Inicialmente abordam-se os principais aspectos referentes à estimativa da resistência do solo mobilizada durante a cravação, descrevendo os principais métodos utilizados na engenharia *offshore* e suas especificidades para estacas embutidas em camadas argilosas e arenosas. São descritos também aspectos referentes às limitações da resistência de ponta e por atrito lateral. Em seguida, é feita uma revisão bibliográfica sobre a aplicação da teoria Bayesiana em engenharia geotécnica com ênfase na aplicação da atualização da resistência mobilizada durante a cravação de estacas. A revisão bibliográfica permeia também os demais capítulos da dissertação, em que outros aspectos referentes à aplicação das metodologias utilizadas são detalhados conforme se desenvolve o trabalho. Os métodos clássicos da engenharia de fundação *onshore* utilizados no trabalho não são abordados neste capítulo, pois entende-se que os mesmos são de amplo conhecimento da comunidade técnica.

2.1 RESISTÊNCIA MOBILIZADA DURANTE A CRAVAÇÃO

A resistência do solo calculada para longo prazo, obtida através dos métodos clássicos de capacidade de carga, e a resistência mobilizada durante a cravação diferem entre si, apesar de os métodos de cálculo serem bastante parecidos. A resistência mobilizada durante a cravação é conhecida na literatura como **SRD** (*Soil Resistance to Driving*), e é aquela mobilizada durante a penetração da estaca devido à energia aplicada pelo martelo de cravação. Os principais métodos de cálculo foram desenvolvidos para a engenharia de fundações *offshore*, alguns baseados em ensaios de laboratório e outros de campo. Os principais métodos, que serão brevemente descritos neste capítulo, são: API-RP-2GEO (2011); TOOLAM E FOX (1977); SEMPLE E GEMEINHARDT (1981); STEVENS ET AL. (1982); e UWA-05 (LEHANE ET AL., 2005). Esses métodos foram desenvolvidos para estacas *offshore*, geralmente de grande diâmetro, ponta aberta e em solo muito mais bem estudado do que no caso de estacas em terra. Todavia, nenhuma restrição à sua utilização em estacas *onshore* é feita pelos autores.

2.1.1 Recomendações da American Petroleum Institute (API)

Este método foi baseado em informações de um extenso banco de dados que é constantemente atualizado, resultando em recomendações para o cálculo da capacidade de carga axial de estacas cravadas. As proposições são feitas para o cálculo da capacidade de carga estática de estacas metálicas tubulares. A figura 2.1 ilustra o mecanismo de transferência de carga considerado pelo método que se baseia no equilíbrio vertical da estaca no estado de ruptura. A equação 2.1 é proposta para o cálculo da capacidade de carga vertical da estaca.

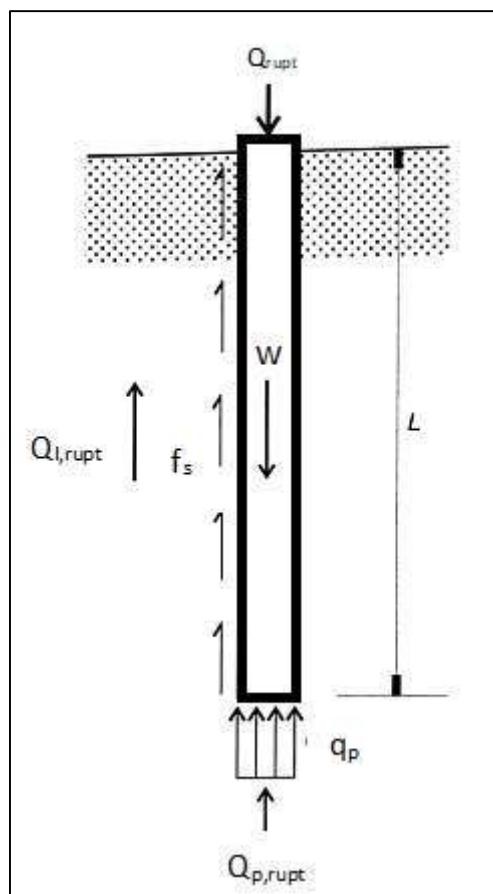


Figura 2.1 – Transferência de carga para carregamento axial em estacas
(Fonte: adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010)

$$Q_{rupt} + W = Q_{p,rupt} + Q_{l,rupt} \quad (2.1)$$

Onde:

Q_{rupt} = capacidade de carga da estaca;

$Q_{l,rupt}$ = capacidade de carga por atrito lateral da estaca;

$Q_{p,rupt}$ = capacidade de carga de ponta da estaca;

W = peso da estaca;

L = comprimento da estaca;

f_s = atrito lateral unitário;

q_p = resistência unitária de ponta;

Para aplicações práticas, o peso da estaca pode ser desconsiderado e a equação pode ser escrita como:

$$Q_{rupt} = A_b \cdot q_p + \int_0^L U(z) \cdot f_s(z) \cdot dz \quad (2.2)$$

Onde:

A_b = área da base da estaca;

U = perímetro lateral da estaca;

2.1.1.1 Atrito lateral e resistência de ponta para argilas

Para estacas cravadas em solo argiloso, a norma API-RP-2GEO (2011) propõe o cálculo do atrito lateral unitário conforme equação 2.3, também denominado de método em tensões totais (condição $\phi = 0$).

$$f_s = \alpha \cdot S_u \quad (2.3)$$

Onde:

α = fator adimensional;

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada.

O fator α depende da relação entre a resistência ao cisalhamento não drenada e a tensão vertical efetiva, conforme equações 2.4 e 2.5. Esse fator deve ser sempre menor que 1.

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{S_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,5} \text{ válida para } \frac{S_u}{\sigma'_v} \leq 1 \quad (2.4)$$

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{S_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,25} \text{ válida para } \frac{S_u}{\sigma'_v} > 1 \quad (2.5)$$

Onde:

σ'_v = tensão vertical efetiva;

O método sugere uso cauteloso de relações $S_u/\sigma'_v > 1$, em virtude do pequeno banco de dados de provas de carga para situações em que essa relação foi observada. As equações do método Shansep (LADD E FOOT, 1974) e do modelo Cam-clay (ALMEIDA, 1982; WOOD, 1990) indicam que apenas argilas altamente sobreadensadas (razão de sobre adensamento **OCR** superior a 6) resultam em $S_u/\sigma'_v > 1$.

Para a resistência de ponta unitária, o método propõe a equação 2.6 (VESIC, 1977; TOMLINSON E WOODWARD, 2008):

$$q_b = 9 S_u \quad (2.6)$$

2.1.1.2 Atrito lateral e resistência de ponta para areias

O cálculo da capacidade de carga de estacas cravadas em areia é possivelmente aquele que envolve o maior grau de incerteza na engenharia de fundações. Apesar do grande número de pesquisas desenvolvidas na área, a aplicabilidade e acurácia dos atuais métodos de cálculo são aspectos bastante questionados, devido à dificuldade em se obter parâmetros geotécnicos de boa qualidade e principalmente à falta de consistência física dos métodos com o que de fato ocorre quando uma estaca é carregada (RANDOLPH ET AL., 1994).

O método da API-RP-2GEO (2011) indica a utilização da equação 2.7 para o cálculo do atrito lateral unitário de estacas cravadas em solo arenoso. É sugerida a utilização de correlações com os ensaios de penetração de cone para obtenção do parâmetro β ou utilização dos valores apresentados na tabela 2.1.

Pela equação, a resistência por atrito lateral seria sempre crescente com a profundidade, uma vez que a tensão vertical efetiva também o é. Entretanto, o método propõe valores limites para o parâmetro f_s , conforme tabela 2.1, para estacas muito longas. Para estacas de ponta aberta ou não embuchadas são indicados os valores de β da tabela 2.1, enquanto que para estacas de ponta fechada, ou embuchadas, é sugerida a utilização de valores 25% maiores que os indicados. Para algumas combinações de tipo de solo e densidade relativa não são apresentados valores sugeridos para os parâmetros, sendo indicada a utilização de correlações com ensaios de **CPT**, conforme tabela 2.1.

$$f_s = \sigma'_v \cdot \beta \quad (2.7)$$

$$\beta = k \cdot \tan \delta \quad (2.8)$$

Onde:

k = coeficiente de empuxo;

δ = ângulo de atrito entre estaca e solo;

β = fator adimensional de atrito lateral.

A resistência de ponta unitária é calculada pela equação 2.9. O método também propõe valores de N_q para diferentes tipos de solo, conforme tabela 2.1. Para estacas muito longas é recomendado que se limite o valor de q_b conforme tabela 2.1. O método permite a consideração de ponta embuchada e indica que seja feito cálculo estático comparativo entre a resistência de ponta da bucha e por atrito lateral interno à estaca para verificar a ocorrência do embuchamento. Ainda é salientado que é possível à estaca se comportar de maneira embuchada para carregamentos estáticos, porém não embuchada durante a cravação.

$$q_b = \sigma'_v \cdot N_q \quad (2.9)$$

Onde:

N_q = fator de capacidade de carga, conforme tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Parâmetros de projeto para solo arenosos API-RP-2GEO (2011)

Compacidade	Tipo de Solo	β	$f_s, \text{lim. (kPa)}$	N_q	$q_p, \text{lim. (MPa)}$
Muito Fofa	Areia				
Fofa	Areia				
Fofa	Areia-Siltosa			Usar correlação com ensaio CPT	
Medianamente Compacta	Silte				
Compacta	Silte				
Medianamente Compacta	Areia-Siltosa	0,29	67	12	3
Medianamente Compacta	Areia	0,37	81	20	5
Compacta	Areia-Siltosa				
Compacta	Areia	0,46	96	40	10
Muito Compacta	Areia-Siltosa				
Muito Compacta	Areia	0,56	115	50	12

[Fonte: API-RP-2GEO (2011)]

2.1.2 Método de Toolan e Fox (1977)

Conhecido na literatura internacional como “método do CPT”, TOOLAN E FOX (1977) inicialmente propõem que se avalie a questão do embuchamento das estacas cravadas. Se a bucha de solo no interior da estaca penetra conforme a estaca é cravada, então a resistência total mobilizada será a soma de três parcelas: a primeira referente ao atrito externo; a segunda referente ao atrito interno; e a terceira referente à resistência de ponta. Nessa condição se leva em conta somente a área do perfil da estaca, conforme equação 2.10 e figura 2.2 (a). Por outro lado, caso haja a formação de bucha no interior da estaca, a resistência total mobilizada se dará pela soma de duas parcelas: a primeira referente ao atrito externo; e a segunda referente à resistência de ponta. Neste caso se considera a área total da ponta da estaca (perfil + bucha), conforme equação 2.11 e figura 2.2 (b). Assim, o valor de **SRD** seria o menor entre os calculados pelas equações 2.10 e 2.11.

$$SRD = \sum f_e A_e + \sum f_i A_i + q_p A_w \quad (2.10)$$

$$SRD = \sum f_e A_e + q_p A_p \quad (2.11)$$

Onde:

f_e = atrito unitário externo;

f_i = atrito unitário interno;

q_p = resistência unitária de ponta;

A_e = área lateral externa;

A_i = área lateral interna;

A_w = área de ponta não embuchada (somente perfil da estaca);

A_p = área de ponta embuchada (perfil + solo).

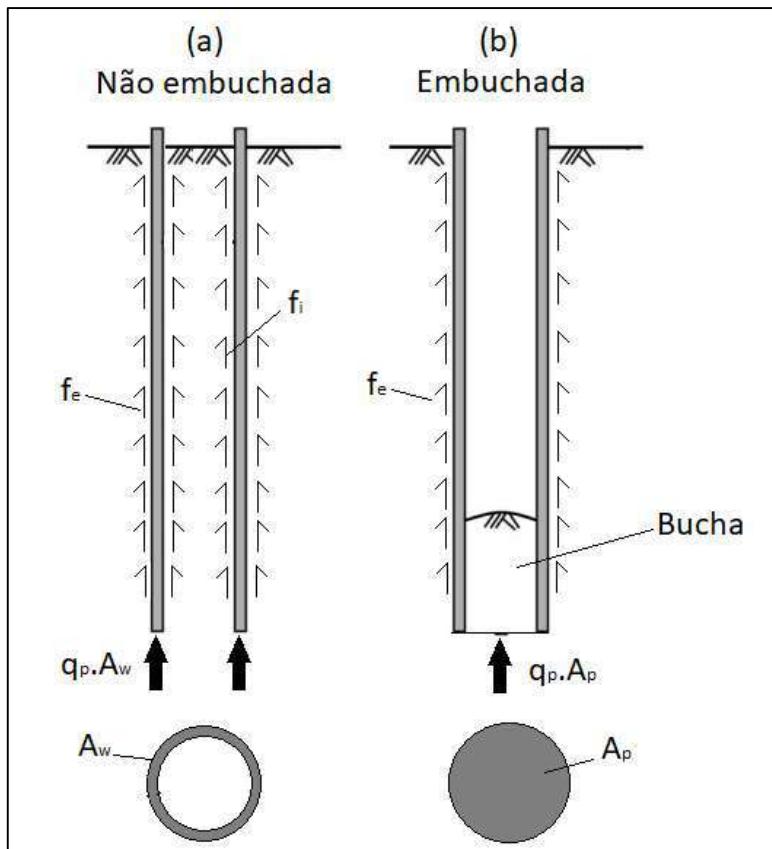


Figura 2.2 – Consideração do embuchamento: (a) não embuchada; (b) embuchada.

A questão do embuchamento é assunto controverso sobre o qual não existe consenso. DE RUITER E BERINGEN (1979) afirmam que para carregamentos estáticos a condição embuchada é algo frequente, especialmente para argilas e siltes que têm pequenas resistências de ponta. Entretanto, para o caso de estacas durante a cravação isso não ocorre. Para estacas cravadas em areia os autores advogam que a condição embuchada raramente ocorre. Essas constatações foram feitas por meio de observações da presença da bucha durante a cravação ou logo após o final do processo de instalação.

Segundo RANDOLPH ET AL. (1991), o embuchamento ocorre quando a resistência por atrito lateral no interior da estaca é maior que a resistência de ponta da bucha de solo, em uma análise estática. Para estacas cravadas, todavia, a existência de forças iniciais atuantes na bucha dificulta o embuchamento. Assim, uma estaca pode apresentar comportamento embuchado para carregamentos estáticos e não embuchado para carregamentos dinâmicos, concluem aqueles autores.

PAIK E SALGADO (2003) propõem a utilização de um índice, por eles denominado por **IFR** (*incremental filling ratio*), que descreve a razão incremental de preenchimento da

estaca através da relação entre a penetração da bucha no interior da estaca com a penetração da estaca no terreno. Esse índice varia de 0, para bucha que não se desloca no interior da estaca, a 1, para o caso em que não há qualquer embuchamento, conforme equação 2.12 e figura 2.3.

$$IFR = \frac{\Delta L}{\Delta D} \quad (2.12)$$

Onde:

ΔL = incremento de penetração da bucha na estaca;

ΔD = incremento de penetração da estaca no solo.

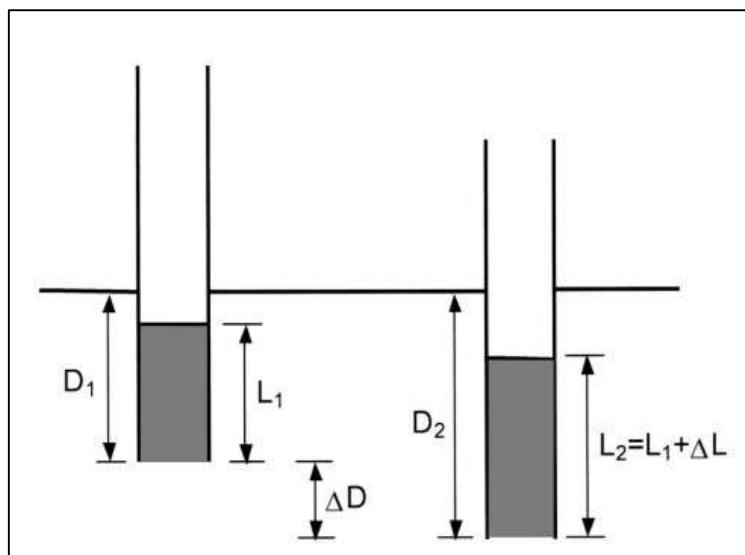


Figura 2.3 – Definição de IFR (fonte: PAIK E SALGADO, 2003).

Os referidos autores concluem, através de ensaios de campo e em câmaras de calibração, que o valor de **IFR** aumenta consideravelmente com o aumento da compacidade relativa do solo e aumento da tensão efetiva horizontal, sendo pouco sensível ao aumento da tensão vertical efetiva. Dessa forma, a resistência de ponta de estacas tubulares diminui com o aumento do índice.

SANTANA (2015) estudou o ensaio **SPT** em câmara de calibração em que o embuchamento do amostrador também foi analisado. Foi percebido algum grau de embuchamento em todos os ensaios realizados. Mesmo em condições de carregamento dinâmico o embuchamento ocorreu, ainda que para os ensaios estáticos os valores de **IFR** foram menores, indicando menor mobilidade da bucha.

Segundo FLEMING ET AL. (2009), tanto para estacas tubulares quanto perfis H, durante a cravação ou ensaios de carregamento dinâmico, a estaca deve se comportar de forma não embuchada. Já para carregamentos estáticos, é esperado que a estaca rompa com o solo solidário à ponta, de maneira embuchada. Os autores comentam, entretanto, que dependendo do diâmetro da estaca e o tipo de solo, mesmo em condições de carregamento dinâmico, o embuchamento pode ocorrer.

FELLENIUS (2016) descreve que para perfis H o embuchamento pode ocorrer da mesma maneira que para estacas tubulares. Para carregamentos estáticos, todavia, o atrito lateral deve ser considerado segundo o quadrado envolvente, e não seguindo os flanges do perfil. A única maneira de a área lateral ser a correspondente ao perímetro colado do perfil é se o ângulo de atrito entre o solo e a estaca for consideravelmente menor que o do solo.

TOMLINSON E WOODWARD (2008) descrevem uma comparação feita entre a capacidade de carga de estacas de seção transversal quadrada de concreto (355 x 355 mm) e perfis H de aço (355 x 368 mm), que atravessavam camadas argilosas resistentes. Acabaram indiretamente observando que a 14 m de profundidade, em argila, as estacas metálicas e de concreto apresentavam praticamente a mesma capacidade de carga, indicando haver embuchamento entre os flanges do perfil H. A diferença foi que a estaca metálica pôde ser cravada até 29 m enquanto a de concreto apenas até 14,9 m.

Assim como muitos utilizam na prática brasileira, a consideração da ponta embuchada em perfis H é utilizada também em outros países. O comportamento embuchado é indicado por autores alemães, como SHENK (1966), para estacas cravadas, e mais recentemente em EAB (2008), no caso de estacas tipo *soldier pile*. Essa consideração também é comum na França, estando indicado na norma de fundação FRENCH STANDARD (1993).

De maneira geral, percebe-se que ainda há muita dúvida sobre a formação, ou não, de bucha em estacas cravadas. Apesar de que para estacas *offshore*, de grande diâmetro, a condição embuchada não parece ser algo comumente considerado, acredita-se que para estacas de menor diâmetro isso ocorra com maior frequência.

2.1.2.1 Atrito lateral e resistência de ponta para argilas

Durante a cravação de estacas, seja de grande ou pequeno deslocamento, o solo é cisalhado a cada golpe do martelo. Isso faz com que ao final do processo de cravação o solo na região do contato com a estaca esteja amolgado. As variações de volume, compressão e cisalhamento que ocorrem durante o processo, associado ao comportamento não drenado das argilas, acaba gerando excessos de poropressão que são dissipados ao longo do tempo. Diferentemente da resistência estática de longo prazo, em que há tempo para a dissipação das poropressões e ganho de resistência da argila, para a resistência mobilizada durante a cravação (SRD) isso não ocorre.

TOOLAN E FOX (1977) indicam a utilização da resistência ao cisalhamento na condição amolgada S_{ua} como sendo aquela atuante, interna e externamente ao fuste da estaca, no momento da cravação. Devido à dificuldade em se obter o parâmetro, especialmente para argilas muito pré-adensadas, os autores indicam a utilização de correlações com o índice de liquidez IL , sugerindo as proposições de SKEMPTON E NORTHEY (1952) e HOUSTON E MITCHELL (1959), quando não se tem a medida *in situ* de S_{ua} .

Para a consideração da resistência de ponta em argilas, TOOLAN E FOX (1977) sugerem a correlação direta com o ensaio **CPT**. Os autores descrevem que o ensaio de cone assemelha-se ao processo de cravação de uma estaca, indicando a utilização do parâmetro q_c (resistência de ponta do cone) na estimativa da capacidade de carga de ponta. Os autores consideraram uma resistência média de ponta q_p , que leva em conta o perfil de resistências de cone com valores médios e mínimos. É necessário também um ajuste da curva de resistências de ponta de cone, levando-se em conta as resistências mínimas registradas de 6D a 8D, abaixo e acima da estaca, excluindo-se os valores maiores que os mínimos. A equação 2.13 e a figura 2.4 resumem essas considerações do método.

$$q_p = \frac{\frac{(I + II)}{2} + III}{2} \quad (2.13)$$

Onde:

q_p = resistência de ponta unitária a ser considerada;

I = resistência média do cone abaixo da ponta da estaca;

II = resistência mínima do cone medida abaixo ou acima da ponta, entre 0,7D a 4D;

III = média das resistências do perfil ajustado de resistências de ponta de cone, excluindo-se os valores maiores que o mínimo, tanto abaixo como acima da ponta da estaca (Figura 2.4b);

D = diâmetro da estaca;

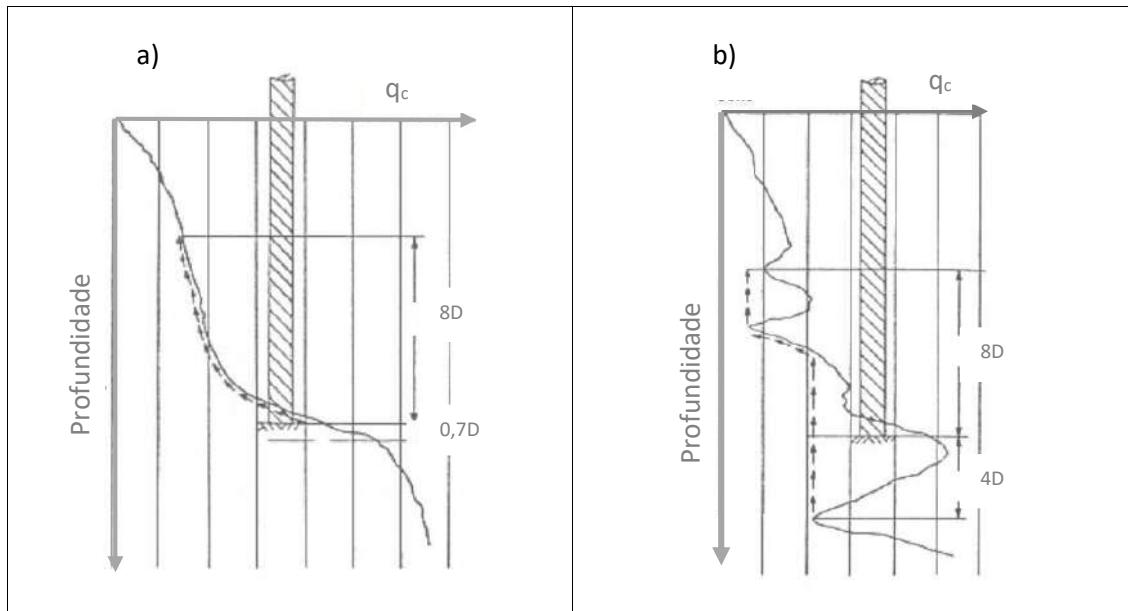


Figura 2.4 – Consideração da Resistência de Ponta do Cone do Método de
TOOLAN E FOX (1977) (a) Perfil de resistências crescente com a
profundidade; e (b) Perfil de resistência ajustado

No caso de não haver ensaio de cone, o método prevê a consideração do perfil de resistências não drenada S_u . Assim, usa-se a mesma metodologia, apenas correlacionando a resistência de ponta do cone com o S_u . Os valores propostos para q_c são:

- $q_c = 6 \text{ a } 8 S_u$ – Argilas normalmente adensadas de alta sensibilidade;
- $q_c = 10 \text{ a } 15 S_u$ – Argilas normalmente adensadas de baixa sensibilidade e levemente pré-adensadas;
- $q_c = 15 \text{ a } 30 S_u$ – Argilas muito pré-adensadas.

TOOLAN E FOX (1977) comentam que o ganho de resistência com o tempo após o final da cravação em argilas é bastante significativo. Os autores dizem que meses após o final da cravação, a resistência medida se assemelha aquela de longo prazo, chamando o efeito do ganho resistência de *set-up*. Isso faz com que a resistência ao final da cravação (SRD) seja diferente daquela em uma eventual recravação.

2.1.2.2 Atrito lateral e resistência de ponta para areias

Para o caso de estacas cravadas em areia, o atrito lateral unitário é estimado por meio da correlação com a resistência de ponta do cone, conforme equação 2.14.

$$f_s = \frac{q_c}{300} \quad (2.14)$$

Onde:

q_c = resistência de ponta do cone;

Para a resistência unitária de ponta, considera-se também o perfil de resistência de ponta do cone, levando-se em conta os valores médios e mínimos, abaixo e acima da estaca, conforme a figura 2.4.

Para areias, entretanto, TOOLAN E FOX (1977) argumentam que a resistência durante a cravação é a mesma que aquela observada a longo prazo, indicando que o ganho de resistência com o tempo em areias é pequeno. Em virtude do comportamento drenado desses materiais, os excessos de poropressão gerados são rapidamente dissipados, diferentemente do que ocorre em argilas.

Os autores do método indicam que para o cálculo da capacidade de carga estática, tanto a resistência de ponta como o por atrito lateral unitários sejam limitados. Sugerem valores limites de 15 MPa e 120 kPa, respectivamente, para a resistência unitária de ponta e por atrito lateral.

2.1.3 Contribuição de Semple e Gemeinhardt (1981)

SEMPLE E GEMEINHARDT (1981) utilizaram um banco de dados de 6 obras em que estacas tubulares de grande diâmetro foram cravadas em argilas arenosas e siltosas, para o desenvolvimento de seu método de cálculo. Desenvolvido para tratar o caso de argilas, o método utilizou os registros de cravação das estacas e comparou os resultados a um grande banco de dados de parâmetros do solo, estabelecendo correlações contemplando a razão de sobre adensamento **OCR**.

SEMPLE E GERMEINHARDT (1981) comentam que a resistência durante a cravação (SRD) pode ser menor ou maior que aquela obtida a longo prazo. Isso depende do comportamento compressível ou dilatante do material. Os autores citam diversos trabalhos em que as resistências durante a cravação foram menores que as de longo prazo (MCCLELLAND ET AL., 1969; AURORA, 1980; STOCKARD, 1980) e também maiores (MCCLELLAND ET AL., 1969; FOX ET AL., 1970; DURNING E RENNIE, 1978).

Os autores, ao utilizarem a equação da onda e o modelo de SMITH (1960) em suas análises, salientam que as incertezas inerentes aos parâmetros utilizados são muito grandes, apesar da grande experiência que já se tem na utilização desta abordagem. Eles descrevem que as principais fontes de incerteza estão na eficiência do martelo e nos parâmetros do modelo do solo. SEMPLE E GERMEINHARDT (1981) indicam utilizar valores de eficiência do martelo de 75%, salvo em casos em que se tem medidas reais, valores de *quake* do solo de 2,5 mm, valores de amortecimento do atrito de 0,65 seg/m e valores de amortecimento da ponta de 0,15 seg/m.

Os autores do método propuseram a inclusão de um fator de capacidade de carga F_p ao procedimento de cálculo da capacidade estática da API. A figura 2.5 mostra a correlação entre os valores de F_p e **OCR**. Os pontos se ajustaram a uma curva cuja equação é a 2.15. Chama-se atenção ao fato de o gráfico ser em escala logarítmica em ambos os eixos, dada a dispersão dos resultados.

$$F_p = 0,5 (OCR)^{0,3} \quad (2.15)$$

Onde:

F_p = fator de capacidade de carga;

OCR = razão de sobre adensamento.

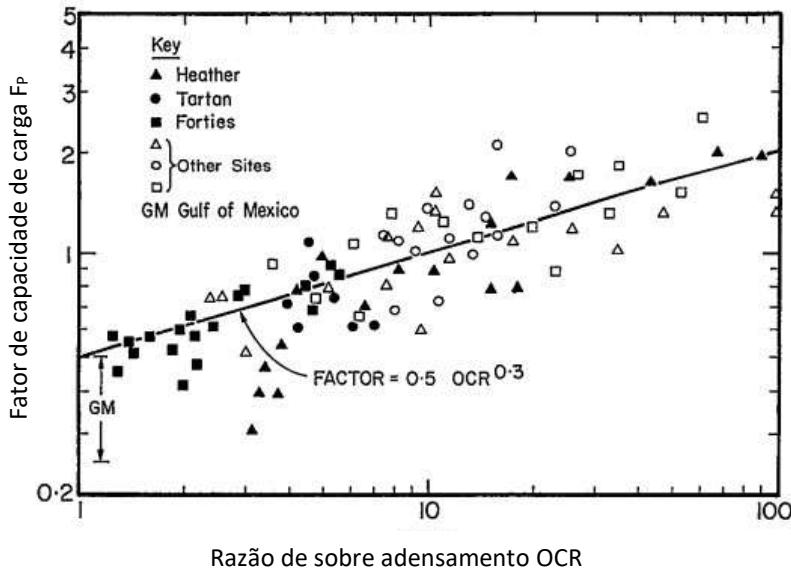


Figura 2.5 – Fator de capacidade de carga (Fonte: SEMPLE E GEMEINHARDT (1981))

A equação 2.15 mostra que para argilas normalmente adensadas, **OCR** = 1, o fator **F_P** é igual a 0,5, o que quer dizer que a resistência mobilizada durante a cravação contínua seria igual a 50 % da resistência estática de longo prazo. Por outro lado, para argilas sobre adensadas com **OCR** > 10, o fator passa a ser maior que 1, indicando que a resistência durante a cravação seria maior que estática de longo prazo. Os autores ainda indicam que para argilas pré-adensadas o atrito unitário deve ser limitado a 200 kPa.

2.1.4 Método de Stevens et al. (1982)

STEVENS ET AL. (1982) utilizaram os dados do monitoramento da cravação de algumas obras para comparar os valores previstos com a utilização da equação da onda com os medidos durante a cravação e chegar a um procedimento de cálculo. Para estacas cravadas em solo argiloso, STEVENS ET AL. (1982) indicam o método de SEMPLE E GEMEINHARDT (1981), derivado do método da API. Já para areias, os autores propõem as equações 2.7 e 2.8 do método da API, apenas fazendo sugestões diferentes para os parâmetros.

Os valores de **δ**, para estacas metálicas, e o valor limite para o atrito lateral unitário, indicados pelos autores, estão resumidos na tabela 2.2. Em depósitos de areias calcárias, os autores indicam uma diminuição de 5° no valor de **δ**.

Tabela 2.2 – Ângulo de atrito solo/estaca e atrito lateral unitário limite –
Método da STEVENS ET AL. (1982)

Tipo de Solo	Atrito estaca(metálica)/solo δ (°)	Atrito lateral unitário limite f_s, limite (kPa)
Areia	30	96
Areia Siltosa	25	81
Silte Arenoso	20	68
Silte	15	49

(Fonte: STEVENS ET AL.,1982)

Já para a resistência de ponta unitária, os autores propõem a equação 2.9, a mesma do método da API. Os valores de N_q são propostos para cada tipo de solo, bem como valores máximos de resistência unitária de ponta. Os valores indicados pelos autores estão resumidos na tabela 2.3. Percebe-se que para areias, o valor máximo para a resistência de ponta indicado seria 9,6 MPa, bastante inferior ao valor de 15 MPa proposto por TOOLAM E FOX (1977).

Tabela 2.3 – Fator de capacidade de carga e resistência de ponta unitária
limite – STEVENS ET AL. (1982)

Tipo de Solo	N_q	Resistência de ponta unitária limite $q_p, \text{máx}$ (MPa)
Areia	40	9,6
Areia Siltosa	20	4,8
Silte Arenoso	12	2,9
Silte	8	1,9

(Fonte: STEVENS ET AL.,1982)

2.1.5 Método UWA-05

O método da *University of Western Australia* (LEHANE ET AL., 2005; XU ET AL., 2008) é um dos mais recentes entre os métodos baseados no ensaio de penetração de cone desenvolvidos para estacas *offshore*, tubulares de aço, cravadas em areias. O método é baseado em um extenso banco de dados de provas de carga estáticas em areias e em diversas pesquisas desenvolvidas na universidade (SCHNEIDER ET AL., 2008).

2.1.5.1 Resistência de ponta

A resistência de ponta é considerada como sendo aquela correspondente a um deslocamento da ponta de 10% do diâmetro da estaca. Para estacas de ponta fechada é utilizada a equação 2.16.

$$Q_b = q_{b0,1} \frac{\pi D^2}{4} \quad (2.16)$$

Onde:

Q_b = capacidade de carga de ponta;

$q_{b0,1}$ = resistência de ponta unitária para deslocamento da ponta de 0,1D;

D = diâmetro externo da estaca tubular.

O valor de $q_{b0,1}$ é correlacionado com o valor corrigido médio da resistência de ponta do cone pela equação 2.17. Esse valor médio é obtido através da consideração das resistências de ponta na zona de 1,5D acima e abaixo da ponta da estaca.

$$q_{b0,1} = 0,6 q_{cm} \quad (2.17)$$

Onde:

q_{cm} = resistência de ponta média do ensaio CPT (1,5D acima e abaixo da ponta).

Para estacas de ponta aberta, a equação 2.16 também é utilizada, porém é indicada a equação 2.18 em detrimento da 2.17, em que é introduzido um fator de área efetiva A_{rb}^* que depende da condição de embuchamento da estaca. Esse fator depende da movimentação relativa entre a bucha e a ponta da estaca considerada através do parâmetro **FFR** (*final filling ratio*), o mesmo que o **IFR** (*incremental filling ratio*) de PAIK E SALGADO (2003) descrito anteriormente.

$$q_{b0,1} = q_{cm} (0,15 + 0,45 A_{rb}^*) \quad (2.18)$$

$$A_{rb}^* = 1 - FFR \left(\frac{D_i^2}{D^2} \right) \quad (2.19)$$

Onde:

A_{rb}^* = razão de área efetiva;

FFR = razão final de embuchamento;

D_i = diâmetro interno da estaca;

D = diâmetro externo da estaca.

Caso não se tenha a medida de **FFR**, é sugerida a utilização da equação 2.20 com valor de **D** em metros.

$$FFR = \min \left\{ 1, \left(\frac{D_i}{1,5} \right)^{0,2} \right\} \quad (2.20)$$

2.1.5.2 Resistência por atrito lateral

O procedimento de cálculo proposto para a resistência por atrito lateral também considera a condição de embuchamento da estaca. Neste caso, a ponta aberta, fechada ou embuchada influencia na tensão radial efetiva após instalação e equalização das poropressões que atua na estaca. A tensão radial efetiva na ruptura, por sua vez, é influenciada pelo grau de penetração da estaca, fenômeno conhecido como degradação do atrito lateral. Levando em conta tudo isso, as seguintes equações resumem o procedimento de cálculo proposto.

$$Q_s = \pi D \int \tau_f dz \quad (2.21)$$

Onde:

Q_s = capacidade de carga por atrito lateral;

τ_f = atrito lateral unitário local na ruptura.

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta_{cv} = \frac{f}{f_c} (\sigma'_{rc} + \Delta \sigma'_{rd}) \tan \delta_{cv} \quad (2.22)$$

Onde:

δ_{cv} = ângulo de atrito da interface estaca/solo a volume constante (grandes deformações);

σ'_{rf} = tensão radial efetiva na ruptura;

σ'_{rc} = tensão radial efetiva após instalação e equalização;

$\Delta\sigma'_{rd}$ = aumento na tensão radial devido ao carregamento;

$f/f_c = 1$ para carregamento à compressão e 0,75 para carregamento à tração;

A tensão radial efetiva após instalação e equalização das poropressões é dada pela equação 2.23.

$$\sigma'_{rc} = 0,03q_c(A_{rs}^*)^{0,3} \left[\max\left(\frac{h}{D}, 2\right) \right]^{-0,5} \quad (2.23)$$

Onde:

h = profundidade local;

A_{rs}^* = razão de área efetiva;

$$A_{rs}^* = 1 - IFR_{méd} \left(\frac{D_i^2}{D^2} \right) \quad (2.24)$$

Caso não se tenha o perfil de IFR, $IFR_{méd}$ pode ser estimado pela equação 2.20 anteriormente apresentada.

Para estacas *offshore*, o aumento na tensão radial devido ao carregamento deve ser considerado igual a zero. Todavia, é possível calcular esse aumento por meio da equação 2.25.

$$\Delta\sigma'_{rd} = 4G \frac{\Delta r}{D} \quad (2.25)$$

Onde:

G = módulo cisalhante a pequena deformação;

Δr = dilatância da interface (assumida como 0,02 mm para todo banco de dados);

Os ensaios de cone sísmico permitem que os módulos cisalhantes a pequenas deformações sejam calculados por meio da teoria da elasticidade. A combinação dos

valores resistência e deformabilidade permitem uma melhor caracterização do solo. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Na ausência de ensaios específicos para obtenção do módulo cisalhante, o mesmo pode ser obtido por correlação dos ensaios de cone. Os autores do método indicam as equações 2.26 e 2.27, que dependem da resistência à penetração (q_c) do cone e resistência do cone normalizada (q_{c1N}).

$$G = q_c \cdot 185 {q_{c1N}}^{-0,7} \quad (2.26)$$

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{p_{atm}} \right) / \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_{atm}} \right)^{0,5} \quad (2.27)$$

Onde:

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial;

p_{atm} = pressão atmosférica = 100 kPa.

SCHNAID ET AL. (2004) E SCHNAID (2009) propuseram as equações 2.28 e 2.29 como limite para a correlação entre o módulo cisalhante e resistência de ponta de cone para areias não cimentadas e cimentadas. Essas equações representam os limites entre os referidos materiais na figura 2.6.

$$G = 280 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} p_a} : \text{limite inferior, solos cimentados} \quad (2.28)$$

$$G = 110 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} p_a} : \text{limite inferior, solos não cimentados} \quad (2.29)$$

Onde:

G_0 = módulo cisalhante a pequena deformação;

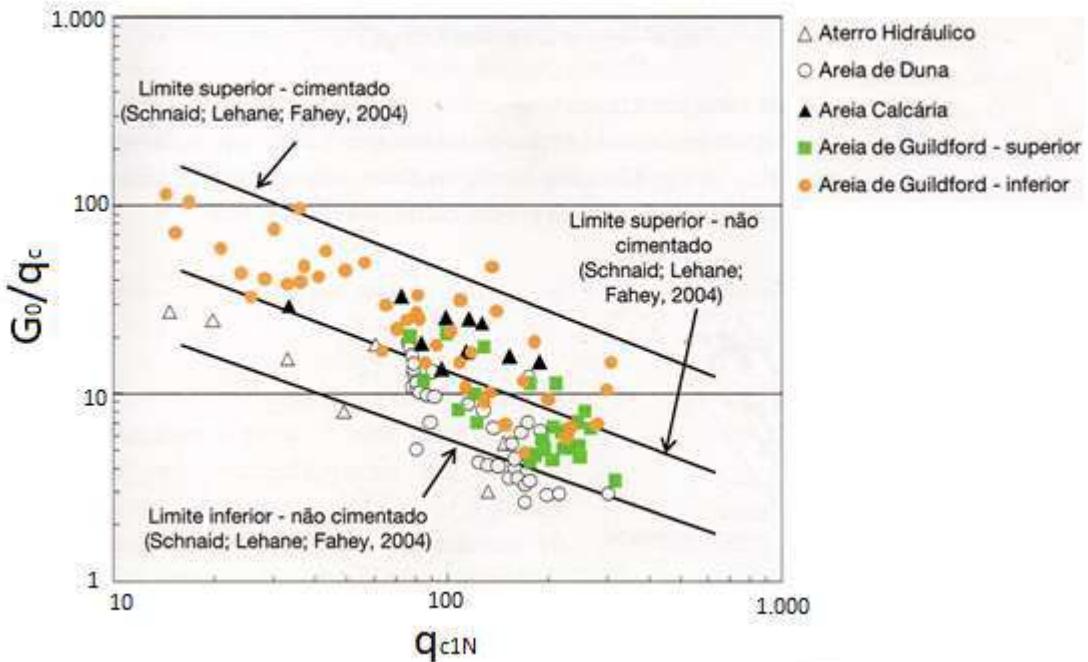


Figura 2.6 – Correlação entre G_0 e q_c para areias (Fonte: SCHNAID, 2009)

Para o ângulo de atrito da interface estaca/solo a volume constante os autores do método sugerem limitar em 0,55 o valor de $\tan(\delta_{cv})$ em função de possíveis alterações na rugosidade da estaca durante sua instalação.

Apesar de reconhecerem que significativos ganhos de resistência podem ocorrer com o tempo após a cravação, os autores verificaram que o ganho de resistência entre 3 e 50 dias após a cravação não foi significativo, estatisticamente, para o banco de dados analisado. A resistência por atrito lateral calculada pelo método é adequada para estimativa da capacidade de carga em tempo de 10 a 20 dias após a cravação (LEHANE ET AL., 2005).

2.2 APLICAÇÃO DA TEORIA BAYESIANA

2.2.1 Generalidades e Aplicações em Engenharia Geotécnica

Segundo CINTRA E AOKI (2010), “A tradição brasileira de projeto geotécnico de fundações por estacas consiste na determinação da carga admissível utilizando o conceito de fator de segurança global”. Para os referidos autores, esse conceito é ultrapassado e envolve apenas a relação entre os valores médios de capacidade de carga e solicitação, enquanto que nos países mais desenvolvidos, a consideração mais moderna da

probabilidade de ruína já vem sendo exigida pelas normas técnicas, como o Eurocode, por exemplo.

O conceito de probabilidade de ruína é muito bem explicado por CINTRA E AOKI (2010), que comparam a probabilidade de ruína para duas situações em que variabilidade das solicitações e das capacidades de carga são diferentes, porém o fator de segurança, determinístico, é o mesmo. A figura 2.7 ilustra esta situação, em que as curvas de densidade de probabilidade das solicitações $f_s(S)$ e densidade de probabilidade das resistências $f_s(R)$ são apresentadas. A probabilidade de ruína refere-se a área da curva densidade de probabilidade de ruína p_f em que as solicitações superam as resistências. Assim, assumindo que tanto as resistências como as solicitações sejam bem representadas por funções Gaussianas, quanto maior for a variabilidade envolvida, maior será a variância das solicitações e resistências e, consequentemente, mais achatadas as curvas, resultando em uma maior probabilidade de ruína. A figura 2.7 (a) representa a situação em que as variabilidades tanto das solicitações quanto das resistências são maiores que em 2.7 (b). Dessa forma, fica claro que para um mesmo fator segurança, a probabilidade de ruína pode ser bastante diferente, dependendo das variabilidades das resistências e solicitações.

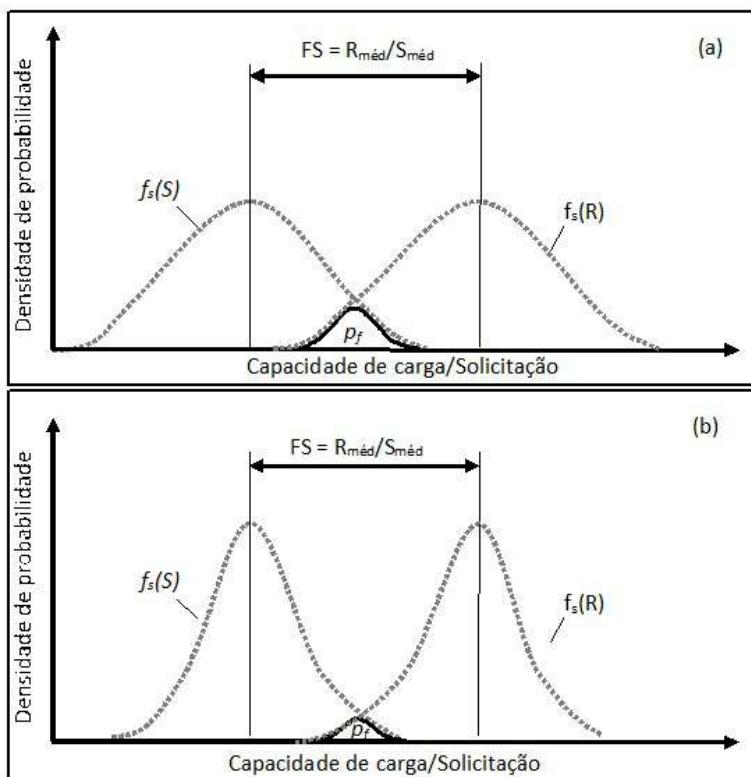


Figura 2.7 – Probabilidade de ruína (a) elevada variabilidade; (b) baixa variabilidade (Fonte: adaptado de CINTRA E AOKI, 2010).

CINTRA E AOKI (2010) descrevem que a probabilidade de ruína p_f é função direta do índice de confiabilidade β , conforme equação 2.30, demostrada por ANG E TANG (1984).

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.30)$$

Onde:

p_f = probabilidade de ruína;

Φ = função de distribuição normal;

β = índice de confiabilidade;

Na prática, a probabilidade de ruína pode ser calculada pela equação 2.31, do Excel, e o valor do índice de confiabilidade pela equação 2.32.

$$p_f = 1 - DIST.NORM(\beta; 0; 1; VERDADEIRO) \quad (2.31)$$

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{FS}}{\sqrt{v_R^2 + \left(\frac{1}{FS}\right)^2 \cdot v_S^2}} \quad (2.32)$$

Onde:

FS = fator de segurança global ($R_{méd}/S_{méd}$);

$R_{méd}$ = Resistência média;

$S_{méd}$ = Solicitação média;

v_R = coeficiente de variação da resistência;

v_S = coeficiente de variação da solicitação.

LACASSE E NADIM (1994) ressaltam que existem muitas variáveis envolvidas na previsão da capacidade de carga para estacas e que dificilmente as previsões são feitas com exatidão. A variabilidade espacial das propriedades do solo, a limitada e baixa repetibilidade das investigações geotécnicas executadas, as limitações dos modelos de cálculo, as incertezas nos parâmetros do solo e até mesmo nas cargas atuantes são fontes de incertezas que devem ser levadas em conta através de análises de confiabilidade.

A análise Bayesiana consiste na aplicação de conceitos da probabilidade condicional, em que os parâmetros da distribuição probabilística são variáveis aleatórias. As incertezas dos parâmetros são modeladas por funções de distribuição chamadas de *a priori*, e *a posteriori*. O processo consiste na atualização da função *a priori* por uma função de máxima verossimilhança, que contém dados do evento já ocorrido, resultando na distribuição *a posteriori*, que trará consigo informações de ambas as funções, *a priori* e verossimilhança.

ANG E TANG (1984) ressaltam que o teorema de Bayes é muito útil em engenharia e consiste na aplicação da regra da multiplicação, conforme equação 2.33:

$$p(A_i/B) = \frac{p(B/A_i) \times p(A_i)}{\sum_{i=1}^m p(B/A_i) \times p(A_i)} \quad (2.33)$$

Onde:

$p(A_i/B)$ = probabilidade *a posteriori* (Probabilidade condicional de ocorrência do evento A_i , dado que o evento B ocorreu);

$p(B/A_i)$ = probabilidade condicional de ocorrência do evento B , dado que o evento A_i já ocorreu. Representa a nova informação (Função de verossimilhança);

$p(A_i)$ = probabilidade *a priori* (Probabilidade de ocorrer o evento A_i).

O somatório presente no denominador é chamado de fator de normalização ou ponderação. A aplicação dessa função consiste em uma espécie de média ponderada.

A teoria Bayesiana também tem outras aplicações na Geotecnica, como a previsão da resistência ao cisalhamento não drenada e razão de sobre adensamento de argila moles (BAECHER E LADD 1997) ou a consideração da variabilidade espacial das propriedades do solo em análises de estabilidade de taludes (LOW ET AL., 2007; XUE-YOU ET AL., 2016).

Novas informações também podem ser incorporadas às análises, como, por exemplo, na atualização de correlações empíricas de métodos de cálculo com informações regionais ou específicas do local em estudo (ZHANG ET AL., 2004). CHEN E GILBERT (2016) lançaram mão da teoria Bayesiana para reavaliar os fatores de segurança de plataformas *offshore* e calibrar os fatores de cálculo do método da API, utilizando novas informações

de carregamentos excepcionais, além da capacidade de carga prevista para algumas estacas, provenientes dos furacões que ocorreram no Golfo do México entre 2004 e 2008.

Como o foco deste trabalho é a aplicação do teorema de Bayes na atualização da resistência mobilizada durante a cravação, este enfoque será apresentado em maior detalhe.

2.2.2 Aplicação na Atualização da Resistência Mobilizada Durante a Cravação (SRD)

A previsão da capacidade de carga de estacas envolve uma série de incertezas que vão desde a variabilidade espacial e das propriedades do solo, limitações das investigações geotécnicas, simplificações dos modelos de cálculo, entre outras. HUANG ET AL. (2016) comentam que o processo de instalação também varia de estaca para estaca e afeta diretamente a capacidade de carga das estacas.

KAY (1976) apresentou uma interessante aplicação do uso da probabilidade no desenvolvimento de suas recomendações sobre a escolha do fator de segurança para diversos métodos de cálculo. O autor fez uso da análise Bayesiana a qual permite a inclusão de aspectos subjetivos do projeto de estacas. KAY (1976) argumenta que o uso de informações advindas da própria instalação e ensaios realizados em campo permitem uma redução significativa das incertezas.

A análise da confiabilidade de estacas e grupos de estacas com base em provas de carga vem sendo reportado por diversos pesquisadores (BAECHER AND RACKWITZ, 1982; ZHANG ET AL., 2001; ZHANG, 2004; ZHANG ET AL., 2006, 2010, 2014; HUANG ET AL., 2016).

GUTTORMSEN (1987) aplicou a análise bayesiana na atualização da capacidade de carga de estacas *offshore* usando análises pela equação da onda como função de verossimilhança. Uma das grandes vantagens da utilização da análise bayesiana é a possibilidade de se combinar vários métodos simultaneamente, como mostrado por LACASSE ET AL. (1991), que combinaram os resultados da capacidade de carga calculada por um método com as estimativas obtidas através de medidas da instalação das

estacas, que resultou em previsões *a posteriori* com variabilidade significativamente menores.

VROUWENVELDER (1992) argumenta que com informações de ensaios e do monitoramento da instalação de estacas é possível atualizar as previsões de capacidade de carga. Dessa forma, as novas previsões estariam embasadas em mais dados, resultando em menores incertezas, o que justificaria a diminuição dos fatores de segurança utilizados. ZHANG E TANG (2002) aplicaram a teoria Bayesiana ao estudo da confiabilidade de um estaqueamento usando resultados de provas de carga na atualização da capacidade de carga.

A figura 2.8 ilustra a metodologia aplicada pelo referido autor em que as previsões obtidas pelos métodos de cálculo (*a priori*) podem ser atualizadas com base nas informações objetivas dos registros obtidos no momento da cravação (função de verossimilhança), resultando em uma estimativa atualizada (*a posteriori*) com maior confiabilidade.

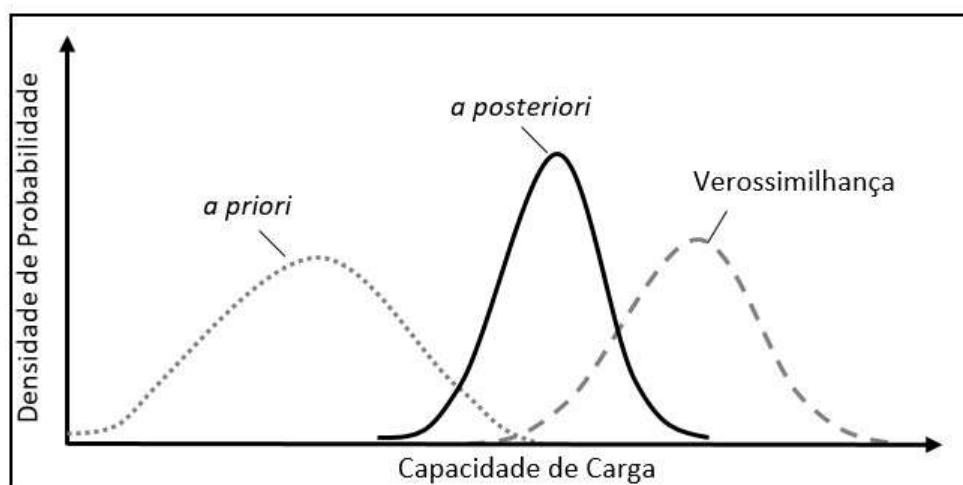


Figura 2.8 – Metodologia da aplicação do teorema de Bayes
(Fonte: adaptado de LACASSE ET AL., 1991).

LACASSE E GOULOIS (1989) e LACASSE ET AL. (1991) apresentam as equações 2.34 e 2.35 para a atualização do valor esperado e da variância utilizando o teorema de Bayes.

$$\mu_Q = \frac{\sigma_Q^{2,L} \cdot \mu_Q^P + \sigma_Q^{2,P} \cdot \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad (2.34)$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2,L} \cdot \sigma_Q^{2,P}}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad (2.35)$$

Onde:

μ_Q = valor esperado para a capacidade de carga obtida *a posteriori*;

μ_Q^P = valor esperado para a capacidade de carga obtida *a priori*;

μ_Q^L = valor esperado para a capacidade de carga obtida por meio da função de verossimilhança;

σ_Q^2 = variância atualizada da distribuição de capacidade de carga (*a posteriori*);

$\sigma_Q^{2,P}$ = variância da distribuição de capacidade de carga original (*a priori*);

$\sigma_Q^{2,L}$ = variância da distribuição da função de verossimilhança.

Diversos trabalhos de autores brasileiros, como CABRAL (2008), LUZZARDI E ALVES (2016), BELONI ET AL. (2016) e ALVES E AMADORI (2012), fizeram o uso do teorema de Bayes na atualização da capacidade de carga utilizando métodos de cálculos clássicos da prática Brasileira. O enfoque destes trabalhos foi a utilização de equações e variabilidades estimadas a um certo de número de estacas, normalmente aquelas submetidas a provas de carga. Já a presente pesquisa buscou utilizar o grande banco de dados como principal fonte de variabilidade de estimativas, parâmetros e aspectos que evolvem a previsão da capacidade de carga. O resultado foi uma abordagem capaz de ser aplicada a todas as estacas da obra, utilizando diferentes métodos.

Os detalhes e considerações sobre as estimativas de capacidade de carga *a priori*, da função de verossimilhança e *a posteriori* são apresentados no capítulo 4.

2.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram apresentados diversos métodos de cálculo e recomendações da engenharia de fundações *offshore* para a consideração da resistência mobilizada durante a cravação (SRD). Procurou-se fazer um pequeno histórico das publicações mais relevantes, de forma a nortear e justificar as considerações utilizadas pelo autor no tratamento das estacas onshore do caso em estudo. Algumas dessas recomendações serão utilizadas na adaptação dos métodos de cálculos clássicos da engenharia *onshore*, propostos para o cálculo da capacidade de carga para longo prazo. A consideração de limites de resistência

unitária de ponta e por atrito lateral não foram utilizados visto que pesquisas recentes vêm sendo contrárias a tais limitações, indicando que elas são fruto de interpretações errôneas de provas de carga em estacas não instrumentadas e devidas ao efeito de degradação do ângulo de atrito para estacas muito longas, o que não se aplica à presente pesquisa. As considerações utilizadas, segundo os métodos e recomendações apresentados anteriormente, são:

- Para camadas argilosas, consideração da resistência não drenada amolgada S_{ua} como atrito lateral unitário f_s
- Para camadas arenosas, os efeitos de *set-up* são considerados pequenos e deve-se fazer o cálculo da mesma forma que para 1 previsões a longo prazo.

Foi feita uma breve revisão de conceitos de probabilidade de ruína e de como a variabilidade das resistências (e solicitações) e, consequentemente, o coeficiente de variação das previsões, pode influenciar o resultado quanto ao risco de insucesso do estaqueamento. Foram apresentados conceitos necessários para aplicação da teoria Bayesiana na atualização da capacidade de carga de estacas e na diminuição das incertezas das previsões de resistência. Diversos trabalhos que fizeram uso da teoria Bayesiana foram reportados. Muitos desses trabalhos utilizaram os dados de ensaios dinâmicos como função de verossimilhança. Outros lançaram mão da teoria para atualizar parâmetros e correlações empíricas do solo com base em novas informações. Alguns, ainda, utilizaram estimativas de análises da equação da onda como função de verossimilhança na atualização da capacidade de carga.

3 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

A obra estudada localiza-se às margens da Baía de Guanabara na cidade de São Gonçalo, na Baixada Fluminense, no estado do Rio de Janeiro. A região é bastante conhecida e já foi estudada em trabalho de ALMEIDA ET AL (2008) e, mais recentemente, por PIRES (2016). O subsolo da região é formado por uma espessa camada de argila mole fluviomarinha, seguida de uma camada de areia sedimentar compacta a muito compacta, assente sobre solo residual de gnaisse arenoso-siltoso.

Para a implantação da ETE, toda a região em azul da figura 3.1 foi tratada com a instalação de colunas de brita de 90 cm de diâmetro em malha quadrada, espaçadas de 2,90 m entre eixos. A região em verde foi apenas aterrada e monitorada, visto que nela o solo residual encontra-se na superfície, diferentemente do restante da obra. Na região das estruturas da ETE, nenhum tratamento foi feito e é onde foram cravadas as estacas analisadas nesta pesquisa. Algumas estruturas da figura 3.1 são referentes à segunda etapa da obra e serão construídas posteriormente, não fazendo parte da presente pesquisa.

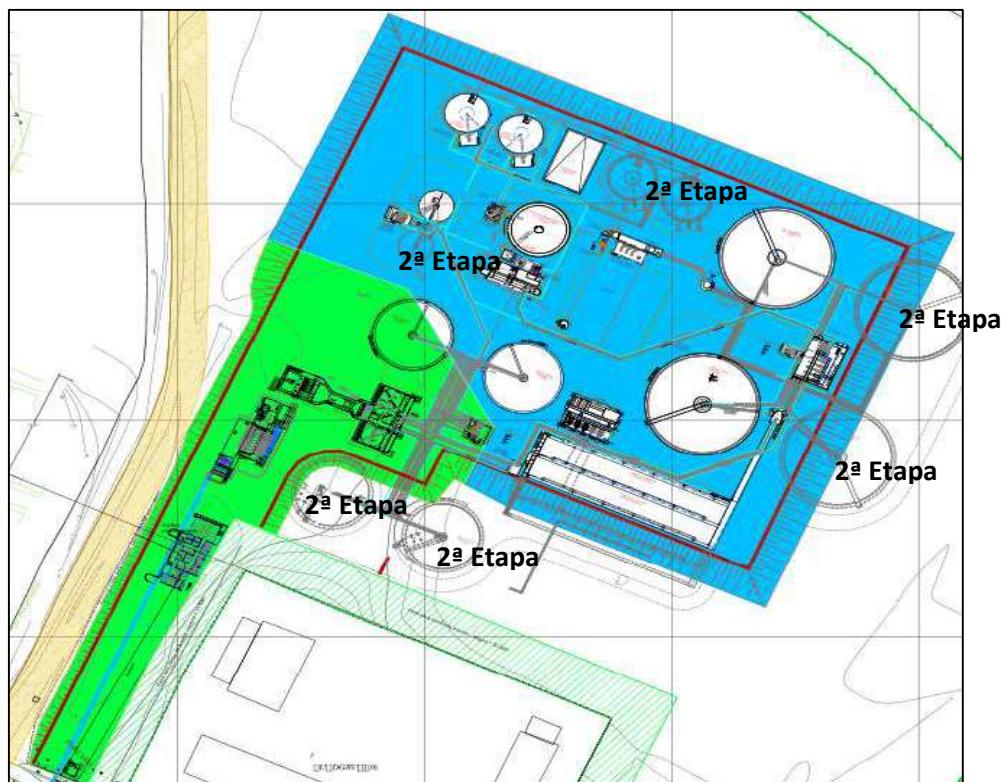


Figura 3.1 – Planta da ETE

Para esta pesquisa foi estudada uma região representativa, que segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) é uma região em que variabilidade das características geotécnicas é considerada pequena. O local do estudo está delimitado pelas linhas pretas cheias na parte superior da figura 3.2 em que o perfil do terreno foi considerado típico da região. Neste local é que são encontrados os depósitos de argilas compressíveis e é onde a maioria das investigações geotécnicas e estacas foram executadas. Um total de 46 sondagens de simples reconhecimento, 8 ensaios de **CPTu** com dissipação de poropressões, 6 verticais de ensaios de palheta e 5 amostras para ensaios de adensamento em laboratório foram executados e suas localizações são apresentadas na figura 3.2.

A figura 3.3 ilustra o perfil geotécnico referente a seção 01, que vai desde a sondagem SNB 19 até a região do SP 99 onde foi executada uma das ilhas de investigações destinada ao estudo da argila mole. Esse perfil mostra variabilidade da espessura das camadas e pode ser considerado com representativo de toda região. A região das estruturas, onde foram cravadas as estacas, está marcada na figura 3.3, a partir da sondagem SNB 20. A profundidade mínima de instalação das estacas do banco de dados foi de 13,5 m, a máxima de 21,5 e média em 16 m. Essas profundidades são representadas pelas linhas tracejadas na figura. A profundidade do topo rochoso foi inferida a partir da profundidade máxima de cravação das estacas, porém não foram feitas sondagens rotativas que permitissem determinar com acurácia sua profundidade. A variabilidade estratigráfica e do impenetrável à percussão é típica de solos residuais de gnaisse, consequentemente a variabilidade dos valores N_{SPT} também o é.

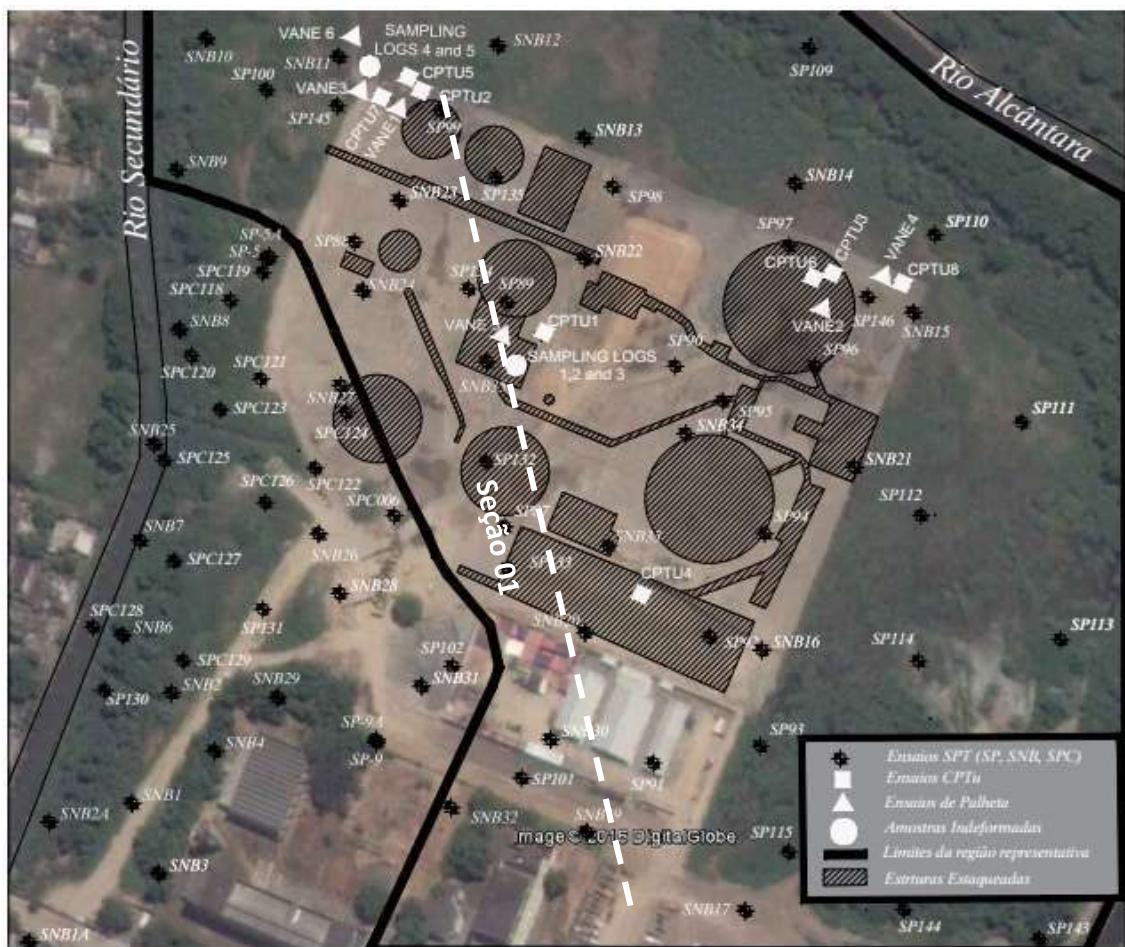
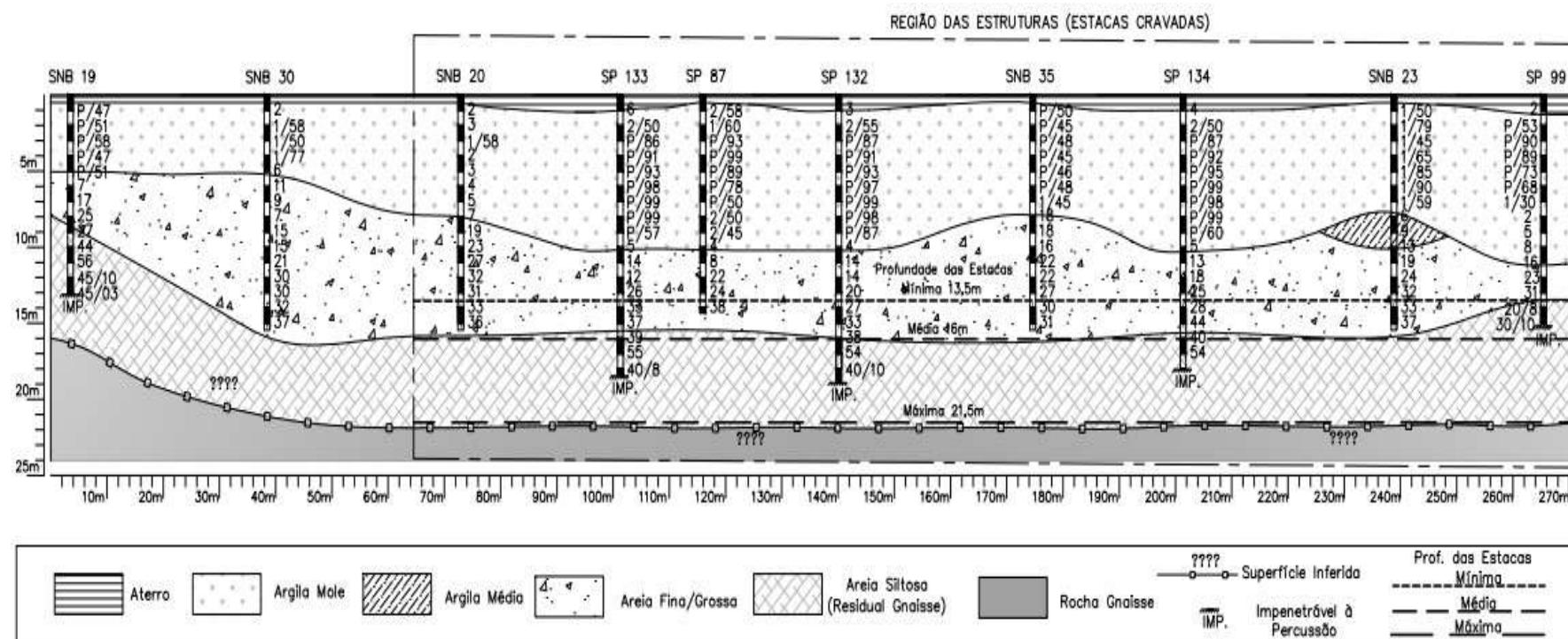


Figura 3.2. Região representativa



3.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O subsolo da região em estudo onde foram cravadas as estacas é formado por uma camada de argila mole superficial com espessura variando entre 8 e 12 m. Abaixo dessa camada, as sondagens **SPT** mostraram camada de solo arenoso sedimentar muito compacto, com espessura variando de 4 a 7 m, assente sobre solo areno-siltoso/silto-arenoso residual de gnaissse. Em toda região foi lançado um aterro de conquista com cerca de 0,5 a 1,0 m de espessura para permitir a trafegabilidade e o acesso dos equipamentos. A camada superficial de argila mole foi estudada por meio dos ensaios de **CPT_u**, com ensaios de dissipação, palheta e adensamento. Devido à sua elevada resistência, as camadas mais competentes de areia compacta e solo residual de gnaissse foram estudadas apenas com o uso das sondagens **SPT**, uma vez que os outros ensaios de campo são de difícil execução em solos tão resistentes.

3.1.1 Argila Mole

O estudo da camada de argila mole compressível foi muito bem detalhado por PIRES (2016) em sua dissertação de mestrado, que estudou o comportamento do aterro experimental sobre colunas de brita. Dessa forma, muitas das informações sobre os ensaios e parâmetros geotécnicos da camada argilosa originaram-se do referido trabalho. Para a presente pesquisa, a camada superficial de argila mole tem pouca influência na capacidade de carga (SRD) das estacas cravadas (< 2%) e tem, portanto, papel secundários nas análises de confiabilidade.

Os ensaios de caracterização das 5 amostras indeformadas coletadas são apresentados na tabela 3.1. Observam-se umidades naturais (w_n) variando de 60 a 125%, com índices de plasticidade (I_p) na faixa de 70 a 114%. São também apresentados os limites de liquidez (w_L), de plasticidade (w_P) e o índice de plasticidade.

Tabela 3.1 – Resultado dos ensaios de caracterização

Amostra	Prof. (m)	w_n (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_P(%)
AM 1	0,75 – 1,25	60,2	92	27	70
AM 2	2,75 – 3,25	78,8	101	28	73
AM 3	1,75 – 2,25	121,7	145	33	112
AM 4	3,75 – 4,25	124,4	149	35	114
AM 5	5,75 – 6,25	123,8	127	31	96

(Fonte: PIRES, 2016)

Os ensaios de palheta foram executados em 6 verticais em profundidades variando de 1 a 8 m. Todos os ensaios foram realizados seguindo as diretrizes da norma NBR 10905 (1989). Duas das 6 verticais apresentaram resistências não drenadas (S_u) muito elevadas, inconsistentes quando comparadas com o restante das investigações geotécnicas. Esses ensaios não foram incluídos nas análises.

A figura 3.4 reúne os resultados dos ensaios de palheta. A resistência não drenada é mais elevada nos primeiros 2 m, caindo para cerca de 10 kPa na profundidade de 4 m, voltando a crescer para cerca de 15 kPa na profundidade de 8 m, como pode ser visto na figura 3.4a. A resistência ao cisalhamento oferecida pela argila mole durante a cravação de estacas é condizente com a resistência amolgada (S_{ua}) (TOOLAN E FOX, 1977). Como pode ser visto na figura 3.4b, a resistência amolgada é significativamente menor que a não amolgada, cerca de 5 kPa até a profundidade de 5 m, ficando ainda menor entre 5 e 8 m de profundidade, cerca de 3 kPa.

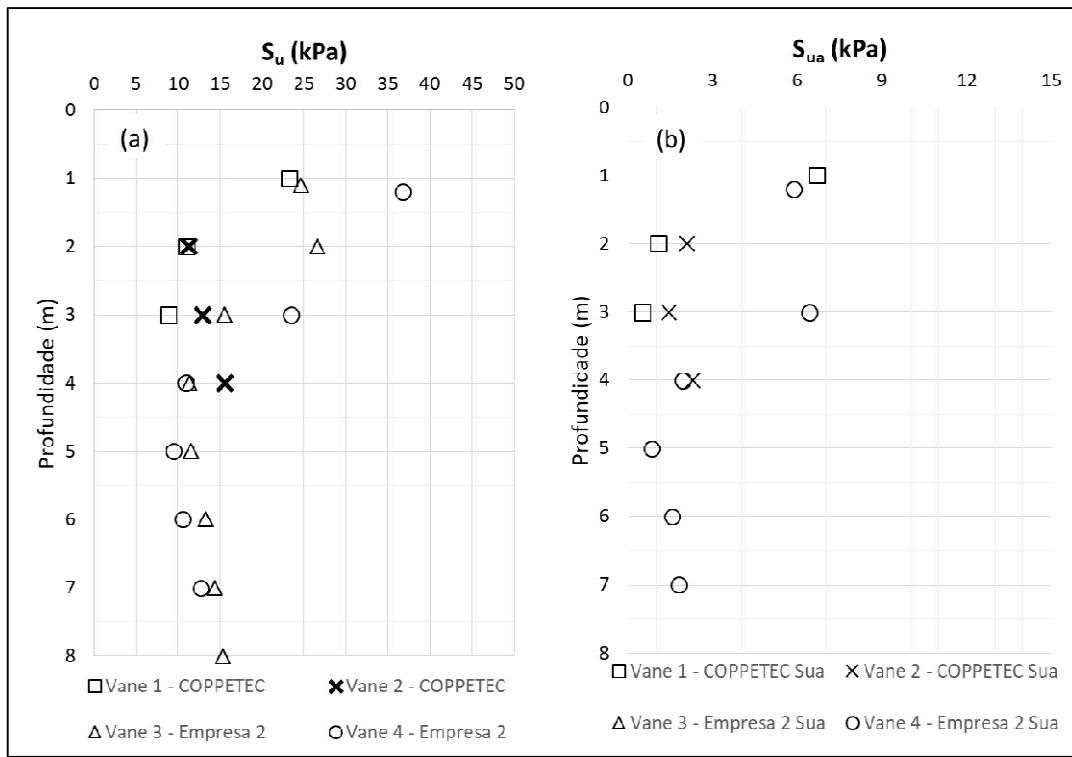


Figura 3.4 S_u dos ensaios de palheta

A figura 3.5 mostra um resultado típico de um dos ensaios **CPTu** realizados. Nele a profundidade de argila mole é cerca de 9 m. Os ensaios **CPTu** foram usados apenas para obtenção de estratigrafia e coeficientes de adensamento (ensaios de dissipação), pois havia suficiente quantidade de dados de ensaios de palheta, o método clássico para a determinação da resistência não drenada in situ da argila mole. Observa-se que o cálculo da resistência mobilizada durante a cravação (SRD) utiliza a resistência ao cisalhamento não drenada amolgada, obtida dos ensaios de palheta. No Anexo 2 são apresentados todos os ensaios CPTu realizados.

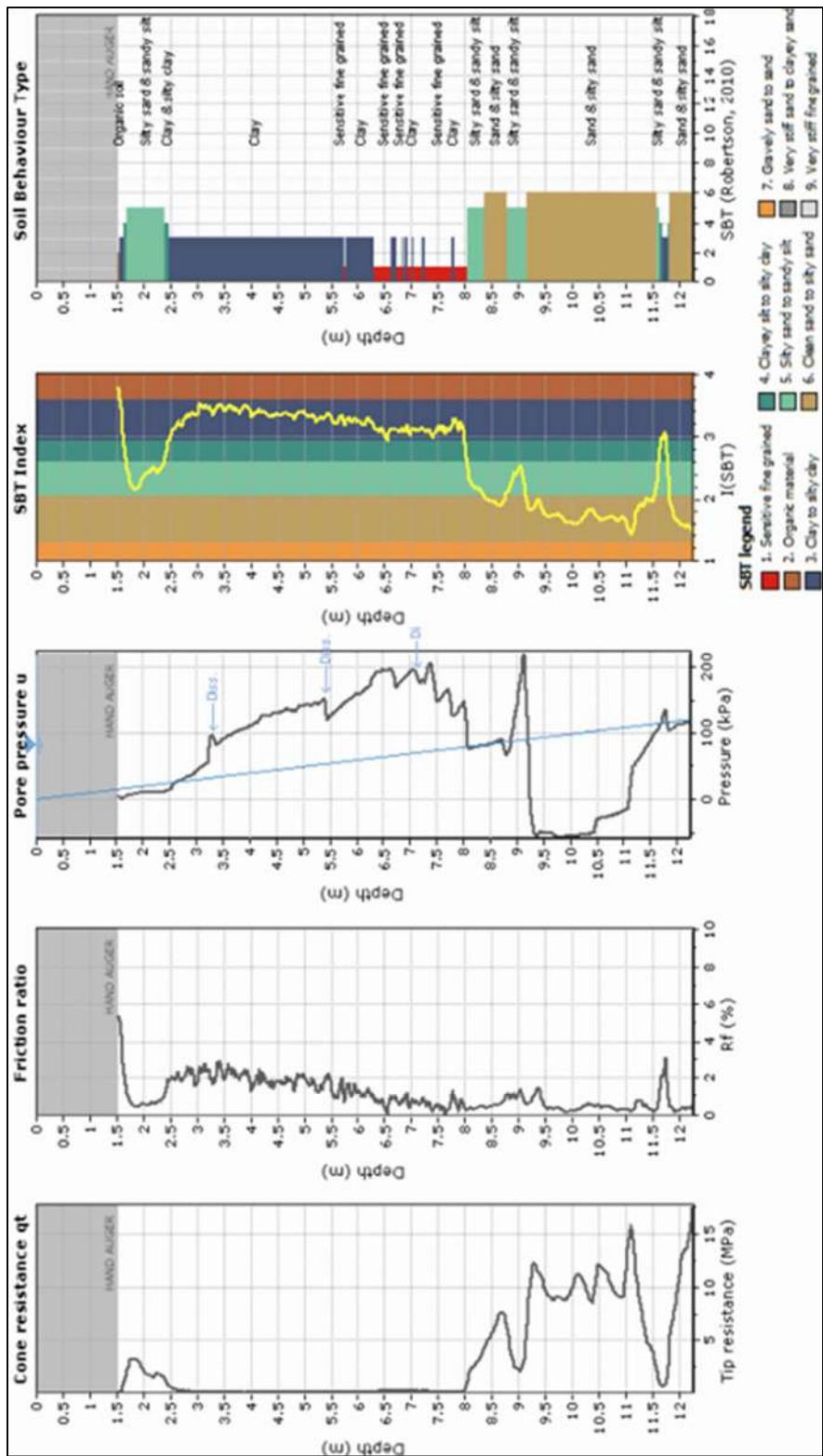


Figura 3.5 Perfil típico CPTu – CPTu 03

Foram ainda executados 5 ensaios de adensamento para obtenção dos parâmetros de compressibilidade de camada argilosa. Na tabela 3.2 é apresentado o resumo dos principais parâmetros da camada argilosa mole e sua variabilidade.

Tabela 3.2 – Parâmetros da argila mole

Parâmetros	Faixa de Valores
γ_{sat} (kN/m³)	13,5 - 15
S_u (kPa)	10 - 25
S_{ua} (kPa)	3 - 5
OCR	1,2 – 1,6
e_0	1,6 – 3,2
C_c	0,80 – 1,90
C_s	0,14 – 0,28
k_v (m/s)	$5 \times 10^{-10} - 3 \times 10^{-9}$
c_v (m²/s)	$1 \times 10^{-8} - 2 \times 10^{-7}$

3.1.2 Camadas de Solo Competente

A figura 3.6 mostra a nuvem de N_{SPT} referente às 46 sondagens da região representativa e seus valores estatísticos, médio (M), médio menos desvio padrão ($M-DP$) e médio mais desvio padrão ($M+DP$). Devido à variabilidade da profundidade em que se encontrou o solo residual, o impenetrável à percussão ocorreu em profundidades também bastante variadas, implicando na grande dispersão do gráfico a partir dos 13 m. Típico de solos residuais, pedregulhos presentes na matriz de solo podem impedir a penetração do amostrador, resultando em um impenetrável à percussão. Sempre nas proximidades do impenetrável à percussão das sondagens, valores muito elevados de N_{SPT} referentes a penetrações fracionadas dos últimos centímetros de cada ensaio foram encontrados. Após extração, valores da ordem de 150 golpes para 30 cm foram obtidos. Acredita-se que esses valores não são condizentes com a resistência real do solo, pois estão ligados à dificuldade de cravação do amostrador devido à presença de fragmentos de rocha na matriz de solo, que não necessariamente impedem a penetração das estacas. Esses valores, excessivamente altos, portanto, não foram considerados das análises.

Os perfis estatísticos apresentados foram feitos em duas etapas. Na primeira, valores de média e desvio padrão foram calculados para cada profundidade. Em seguida, uma segunda análise foi feita retirando-se os valores fora do intervalo média \pm desvio padrão, originando as curvas apresentadas na figura 3.6. Nesse processo é que foram removidos os valores excessivamente elevados de N_{SPT} .

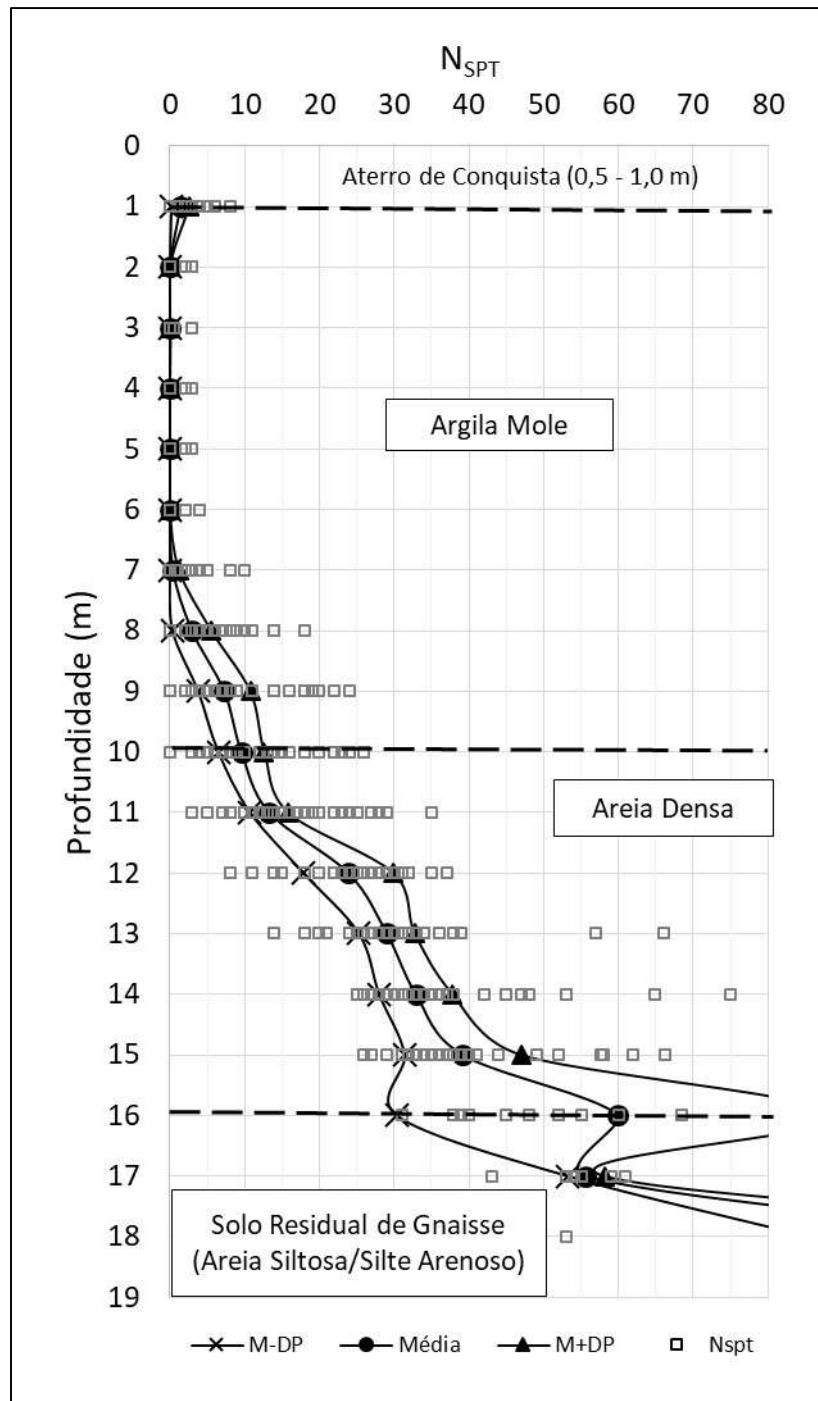


Figura 3.6 Nuvem de N_{SPT} e faixa de seus valores estatísticos

Para os cálculos de capacidade de carga foram utilizados dois métodos, o semi-empírico de AOKI E VELLOSO (1975) e o teórico de VESIC (1977). O primeiro lança mão dos valores de N_{SPT} diretamente das sondagens, utilizando valores correspondentes a eficiência dos ensaios brasileiros. Para aplicação do método de VESIC (1977) são necessários os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo. No caso em estudo, os parâmetros das camadas mais resistentes foram obtidos por meio de correlações com os ensaios SPT. Para isso, fez-se necessária a correção dos valores de N_{SPT} para o valor

de referência internacional de 60% da energia potencial teórica N_{60} , conforme equação 3.1.

$$N_{60} = N_{SPT} \frac{E}{E_{60}} \quad (3.1)$$

Onde:

N_{60} = valor N para 60% da energia potencial teórica;

N_{SPT} = valor N dos ensaios SPT de referência;

E = energia do ensaio SPT de referência;

E_{60} = energia referente a 60% da energia potencial teórica.

Diversos autores propuseram fatores de correção de energia de ensaios locais brasileiros para o valor de referência internacional (DE MELLO 1971, KOVACS E SALOMONE. 1982; PALACIOS 1977; SCHMERTMANN e PALACIOS 1979; BELINCANTA 1985, entre outros). Se a energia dos ensaios for de fato medida, a equação 3.1 pode ser utilizada. Caso contrário, é necessário estimar um valor baseado na experiência acumulada. Pesquisas recentes com medidas de energia para os martelos mais utilizados na prática brasileira indicam que a energia de fato aplicada é da ordem de 72 a 83% da energia potencial teórica (CAVALCANTE ET AL. 2003, 2004, 2011; BELINCANTA, 1985; ODEBRECHT ET AL., 2005; SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). Para o presente trabalho utilizou-se a relação da equação 3.2.

$$N_{60} = 1.37 \cdot N_{SPT} \quad (3.2)$$

O procedimento adotado para o cálculo da resistência do solo durante a cravação contínua (SRD) pelos diferentes métodos é descrito no capítulo 4. Ambas as camadas de areia compacta e solo residual de gnaisse foram consideradas como sendo predominantemente arenosas. Os valores de ângulo de atrito interno dessas camadas foram obtidos por correlações com os valores de N_{60} proposto por KULHAWY E MAINE (1990).

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12,2 + \frac{20,3\sigma'_{v0}}{p_a}} \right]^{0,34} \quad (3.3)$$

Onde:

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

N_{60} = valor N para 60% da energia potencial teórica;

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial;

p_a = tensão de referência igual a 100 kPa;

Valores de ângulo de atrito excessivamente altos, que contrariam a experiência e expectativa para solos arenosos sedimentares e solos residuais de gnaisse, não foram utilizados. Valores muito elevados foram observados na camada de solo residual próximos ao final das sondagens, onde foram observados valores de **NsPT** extrapolados para 30 cm de penetração chegando a 150 golpes. Influenciados pela presença de pedregulhos envoltos na matriz de solo, que como anteriormente explicado não condizem com a resistência global do solo como um todo, esses valores foram descartados. Na tabela 3.3 é apresentado um resumo dos parâmetros de resistência utilizados nos cálculos para os solos mais resistentes.

Tabela 3.3 – Parâmetros dos solos granulares

Solo	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Aterro de conquista	19	30	5
Areia Densa	20	35 - 40	0
Solo Residual de Gnaisse	20	35 - 45	0

3.2 O ESTAQUEAMENTO

O banco de dados utilizado neste trabalho é referente ao estaqueamento da região representativa apresentada nas figura 3.2 e 3.3, mais especificamente nas regiões hachuradas da figura, que representam as estruturas da ETE Alcântara. Aproximadamente 4.000 estacas metálicas perfil H (W 200 x 71) Gerdau foram previstas em projeto, das quais 645 foram utilizadas nesta pesquisa. A obra foi paralisada durante o período de desenvolvimento desta dissertação e, por motivos de cronograma e disponibilidade de dados, limitou-se em 645 o número de estacas estudadas. Ressalta-se que bancos de dados dessa magnitude não são comuns em estudos deste tipo.

3.2.1 Banco de Dados

Todas as estacas cravadas da obra tiveram sua cravação controlada, contendo, para todas elas: diagrama de cravação completo com o número de golpes por metro de cravação; a medida da nega para os últimos 10 golpes; a medida do repique para os últimos 10 golpes. Foram registrados todos os dados de peso e altura de queda dos martelos. A figura 3.7 ilustra o perfil metálico utilizado e suas dimensões. Percebe-se, na figura, a presença de oxidação nas estacas armazenadas. Essa oxidação garante um certo grau de rugosidade que será considerado nos cálculos pelo método de VESIC (1977) por meio do coeficiente de aderência entre estaca e solo δ . A figura 3.8 mostra um boletim de cravação típico da obra. As medidas de repique e nega para os últimos 10 golpes foram obtidas com a utilização de papel e lápis.

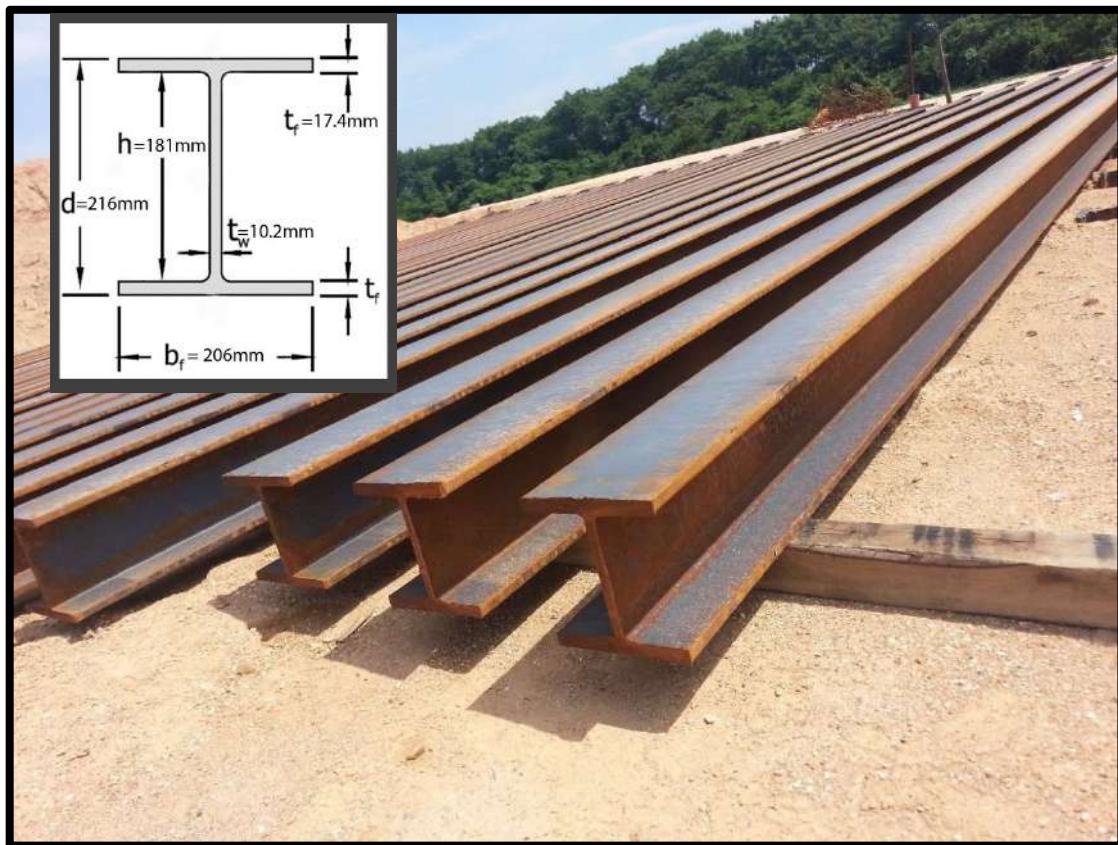


Figura 3.7 Perfil metálico e suas dimensões

			DATA: <u>31/02/16</u>					
RELATÓRIO DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS								
CLIENTE:	OBRA: <u>Ete Alcantra</u>							
SEÇÃO: <u>200x41</u>		LOCAL: <u>São Gonçalo</u>	COPO/PROJETO: <u>Degotor - L</u>					
		Nº ESTACA:	<u>E-151</u>					
FABRICANTE: <u>Gerdau</u>								
SEGMENTOS LEVANTADOS		1 ^º <u>8,60</u>	2 ^º <u>2,00</u>	3 ^º	4 ^º	5 ^º	6 ^º	7 ^º
GRÁFICO DE CRAVAÇÃO:								
PROF.	Nº GOLPES	PROF.	Nº GOLPES	PROF.	Nº GOLPES	RESULTADO FINAL DE CRAVAÇÃO		
1,00	<u>10</u>	21,00		41,00		PESO DO MARTELLO	<u>3.000</u>	kg
2,00	<u>L</u>	22,00		42,00		H. DE QUEDA	<u>1,00</u>	m
3,00	<u>L</u>	23,00		43,00		COMPR. LEVANTADO	<u>20,50</u>	m
4,00	<u>L</u>	24,00		44,00		COMPR. CRAVADO	<u>18,50</u>	m
5,00	<u>L</u>	25,00		45,00		Nº SOLDAS	<u>1</u>	un
6,00	<u>L</u>	26,00		46,00		ULTIMAS 5 NEGAS H. QUEDA		
7,00	<u>L</u>	27,00		47,00		<u>S</u>	<u>1,00</u>	m
8,00	<u>L</u>	28,00		48,00		<u>S</u>	<u>1,00</u>	m
9,00	<u>L</u>	29,00		49,00		<u>2L</u>	<u>1,00</u>	m
10,00	<u>F</u>	30,00		50,00		<u>2L</u>	<u>1,00</u>	m
11,00	<u>LS</u>	31,00		51,00		OPERADOR: <u>[REDACTED]</u>		
12,00	<u>22</u>	32,00		52,00		ENCAR. RELATÓRIO: <u>[REDACTED]</u>		
13,00	<u>41</u>	33,00		53,00		PRENTISTA: <u>[REDACTED]</u>		
14,00	<u>56</u>	34,00		54,00		OBSERVAÇÕES: <u>5000</u>		
15,00	<u>48</u>	35,00		55,00				
16,00	<u>91</u>	36,00		56,00				
17,00	<u>119</u>	37,00		57,00				
18,00	<u>146</u>	38,00		58,00				
19,00	<u>X</u>	39,00		59,00				
20,00		40,00		60,00		APROVADO POR: <u>[REDACTED]</u>		
HEPIQUE NO VERSO								

Figura 3.8 Boletim de cravação típico

Nos boletins de cravação, também constam os dados do peso do martelo, altura de queda, número de soldas e comprimentos de cada segmento soldado, número da estaca e data. Os perfis metálicos eram fornecidos em segmentos de 12 m. As emendas foram feitas com a utilização de talas de chapa metálica soldadas. O segmento superior da estaca era preparado em central de solda, onde eram soldadas as chapas das emendas. Após a cravação do primeiro segmento de estaca, o segundo segmento, já com as talas soldadas, era levantado e, então, soldado ao segmento já cravado. A figura 3.9 mostra o detalhe da central de soldagem.



Figura 3.9 Central de soldagem e emendas com talas metálicas soldadas

As cravações foram executadas com dois tipos de martelo: queda livre e a diesel. A altura de queda foi predominantemente de 100 cm, com exceção de algumas estacas em que foi utilizada altura de queda de 80 cm, sempre descrita nos boletins de cravação. Inicialmente algumas estacas foram cravadas com martelos de queda livre de 34 kN. Porém, com o decorrer da obra, e devido às paralisações ocorridas, os equipamentos de cravação tiveram de ser substituídos. Dois martelos de 50 kN passaram a ser utilizados: um a diesel e outro a queda livre. A figura 3.10 ilustra os dois últimos martelos utilizados.

As cravações das estacas foram feitas em duas etapas. Inicialmente, o primeiro segmento era cravado, passando através da camada de argila mole e penetrando na camada de areia compacta. Diversas estacas eram cravadas ficando à espera do segundo segmento que seria soldado. A segunda etapa consistia na cravação da estaca nas camadas de maior resistência, de areia compacta e solo residual de gnaisse. Após o segundo segmento ser solidarizado ao primeiro já cravado, o martelo voltava e cravava as estacas até a profundidade estabelecida em projeto, ou até que a nega prevista fosse alcançada. A figura 3.11 ilustra o procedimento descrito em que podem ser vistas diversas estacas com os dois segmentos soldados e levantados, esperando a retomada da cravação, enquanto

outras já foram cravadas até sua profundidade final. Ao final da cravação do grupo de estacas, os perfis eram arrasados à espera dos blocos de coroamento, como pode ser visto na figura 3.12.

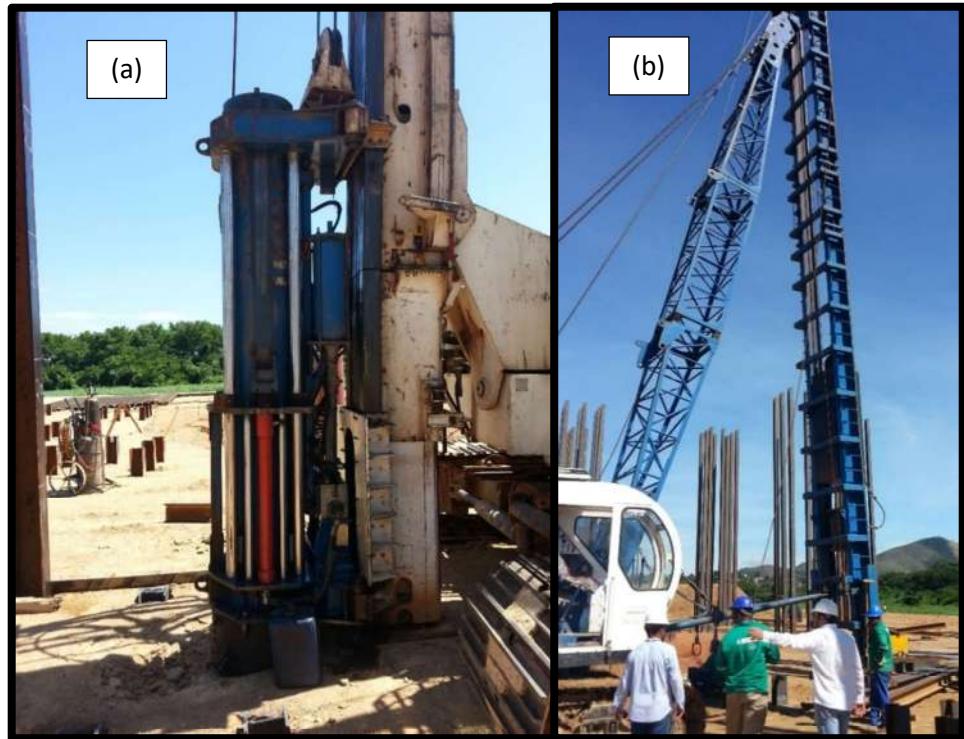


Figura 3.10 Martelos de 50 kN: (a) diesel; e (b) queda livre



Figura 3.11 Processo de cravação



Figura 3.12 Grupo de estacas cravadas e arrasadas

As estruturas que serão suportadas pelas estacas são tanques circulares de concreto armado, tubulações metálicas e edificações destinadas ao funcionamento da estação de tratamento de esgoto. Os tanques são compostos de lajes, paredes estruturais, pilares e vigas de concreto armado ($f_{ck} 40 \text{ MPa}$) e aço CA-50 e CA-60. As tubulações de aço foram projetadas para serem fixadas diretamente sobre os blocos de coroamento.

3.2.2 Ensaios de Carregamento Estático e Dinâmico

Na mesma região representativa descrita anteriormente, 9 ensaios de carregamento dinâmico e 2 provas de carga estáticas foram executadas, seguindo, respectivamente, as instruções das normas: NBR 12131 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio (ABNT, 2006); e NBR 13208 – Estacas – Ensaio de Carregamento dinâmico (ABNT, 2007).

Os ensaios de carregamento dinâmico foram executados com dois martelos de 50 kN, um de queda livre e outro a diesel. O martelo aplicava os golpes diretamente sobre a cabeça das estacas. Inicialmente foram feitos furos no fuste da estaca em uma seção distante pelo menos uma vez e meia o valor da maior dimensão da seção transversal da estaca, onde

foram fixados os sensores. Foram utilizados um par de sensores de deformação específica e outro par de acelerômetros piezo-resistivos. Cada par de sensores foi fixado em uma mesma seção transversal, mas em lados opostos da alma da estaca, a fim de compensar possíveis efeitos de flexão advindos de excentricidades nos golpes aplicados durante os ensaios. As alturas de queda foram crescentes, iniciando com cerca de 20 cm e chegando até 100 cm, porém somente o último golpe foi analisado pela empresa executora. O último golpe de cada estaca ensaiada, aquele de maior energia, foi interpretado segundo o método CAPWAP (RAUSCHE ET AL.,1972). Os detalhes dos resultados e interpretação dos ensaios estão descritos no capítulo 5. As 9 estacas ensaiadas e as respectivas estruturas às quais pertencem são:

- E-113 – Decantador Primário 02
- E-114 – Decantador Primário 02
- E-115 – Decantador Primário 02
- E-116 – Decantador Primário 02
- E-148 – Digestor de Lodos 01
- E-265 – Digestor de Lodos 01
- E-156 – Digestor de Lodos 02
- E-240 – Digestor de Lodos 02
- E-260 – Digestor de Lodos 02

As provas de carga estáticas executadas foram do tipo lento, com duração mínima de 18 horas, em 10 estágios de carregamento, com posteriores 4 estágios de descarregamento. Para o sistema de reação foram utilizadas quatro estacas idênticas à ensaiada, simetricamente vizinhas e com comprimentos suficientes para que resistissem às solicitações de tração necessárias. Em cada estaca de reação foi instalado um capacete metálico, aos quais foram fixados tirantes do tipo INCOTEP INCO 60D, com diâmetro nominal de 53 mm e capacidade de carga de 1160 kN. Esses tirantes foram fixados às vigas de reação. As vigas de reação foram instaladas de forma que o seu centro de

gravidade coincidisse com o eixo da estaca ensaiada. O sistema utilizado nos ensaios pode ser visto nas figura 3.13 e 3.14.



Figura 3.13 Estrutura de reação das provas de carga estáticas



Figura 3.14 Sistema de medidas das provas de carga estáticas

A carga foi aplicada por macaco hidráulico com capacidade de 2.000 kN. O sistema de medição de deslocamentos foi instalado por meio da fixação de dois tubos metálicos, devidamente nivelados e posicionados a 1,50 m do eixo da estaca. Com o uso de bases magnéticas, foram instalados quatro relógios comparadores de curso de 30 mm e sensibilidade de 0,01 mm, apoiados sobre lâminas de vidro coladas na superfície da placa metálica de reforço no topo da estaca ensaiada. O sistema de medida pode ser visto na

figura 3.14. Os resultados foram interpretados segundo a proposição da NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações (ABNT, 2010), bem como pelo método de VAN DER VEEN (1953). Os resultados são apresentados no capítulo 5. As duas estacas ensaiadas e suas respectivas estruturas são:

- E-172 – Digestor de Lodos 01
- E-106 – Decantador Primário 02

4 RESISTÊNCIA MOBILIZADA DURANTE A CRAVAÇÃO (SRD)

Na prática brasileira de projeto de fundações, as estimativas da capacidade de carga estática de estacas e tubulões são comumente realizadas por meio de métodos de cálculo semi-empíricos, utilizando diretamente valores de ensaios de penetração (SPT ou CPT). A sondagem de simples reconhecimento é o ensaio mais frequentemente utilizado e, segundo MILITTSKY (1986), a engenharia de fundações corrente brasileira pode ser (infelizmente) definida como a “Geotecnia do SPT”¹, prática esta que não se alterou nos últimos 30 anos. A variabilidade dos ensaios SPT é bastante grande e pode estar ligada a uma série de fatores, que segundo SCHNAID E ODEBRECHT (2012) vão desde o método de perfuração, levantamento e liberação do martelo, geometria do amostrador e do furo, rigidez das hastes e até a influência das características e condições do solo. A variabilidade das previsões de capacidade de carga não se restringe apenas às limitações e incertezas envolvendo os ensaios geotécnicos, mas também a simplificações dos modelos de cálculo, variabilidade espacial do solo e dos processos de execução (HUANG ET AL., 2016).

Devido a isso, a variabilidade nas previsões de capacidade de carga, mesmo pelos métodos mais consagrados da engenharia de fundações brasileira, também resulta em grande dispersão e incerteza nos resultados. A aplicação da teoria Bayesiana permite que se atualize as previsões feitas a partir das sondagens, chamadas de estimativas *a priori*, com base em estimativas de capacidade de carga obtidas a partir dos registros de cravação das estacas, chamadas de função de verossimilhança. Obtém-se assim, após a atualização Bayesiana, um valor esperado chamado de *a posteriori*, que leva em conta todo o conjunto de informações disponíveis, resultando em menores incertezas e variabilidade das previsões. A metodologia utilizada é o FOSM (*First Order Second Moment*), em que são levados em conta os dois primeiros momentos probabilísticos das variáveis aleatórias: média e desvio padrão. Utilizada por GUTTORMSEN (1987) para estacas *offshore*, nesta pesquisa o método foi adaptado para estacas *onshore*, utilizando o grande banco de dados

¹ O paralelo pode ser feito por exemplo com a França, que pratica a “Geotecnia do Pressiómetro Menard”; e na Europa Setentrional que pratica a “Geotecnia do CPTu”.

como principal fonte de informações de variabilidades dos parâmetros envolvidos. Diferentemente de outros trabalhos como os de CABRAL (2008), ALVES E AMADORI (2012), LUZZARDI E ALVES (2016) e SILVA ET AL. (2016), em que apenas um determinado número de estacas foi avaliado por meio de equações e estimativas das variabilidades dos parâmetros envolvidos, a presente pesquisa procurou utilizar o grande e rico banco de dados na obtenção das variabilidades, permitindo a aplicação da técnica para todas as estacas da obra. Faz-se a ressalva de que devido a questões de disponibilidade de dados e cronograma, apenas 645 estacas foram analisadas. Futuramente, com o prosseguimento da obra e aumento do banco de dados, outros estudos poderão ser desenvolvidos com a totalidade das estacas.

As estimativas de resistência durante a cravação *a priori* foram feitas com a utilização dos métodos de AOKI E VELLOSO (1975) e VESIC (1977), com algumas adaptações advindas dos métodos e experiência *offshore* descritas no capítulo 2. Como função de verossimilhança, foram utilizadas duas fórmulas dinâmicas consagradas: a primeira conhecida como fórmula dos dinamarqueses proposta por SORENSEN E HANSEN (1957), baseada nas medidas da nega; e a segunda chamadas de Chellis-Aoki, inicialmente proposta por CHELLIS (1951) e adaptada por AOKI (1989), baseada nas medidas de repique.

O objeto de análise da presente pesquisa são as estacas cravadas através das camadas de solo sedimentar (argila mole e areia densa), com ponta em solo residual de gnaisse. A camada de solo residual foi considerada como sendo a superfície resistente das estacas cravadas, o que de fato foi observado para a maioria das estacas. Todavia, devido a grande variabilidade estratigráfica, típica de solos residuais de gnaisse, e do pequeno número de ensaios SPT, se comparado ao número de estacas, algumas estacas aparentemente tiveram sua cota de assentamento localizada na camada de areia densa. Os registros de nega, que foram utilizados para o controle da interrupção da cravação, foram muito semelhantes, mesmo para estas estacas que supostamente foram assentes acima do solo residual. Essas estacas, por terem sido contempladas como o mesmo critério de desempenho executivo, foram também incluídas nas análises. Diferenças de comportamento podem ser atribuídas às limitações das investigações geotécnicas e variabilidade espacial do solo.

4.1 RESISTÊNCIA MOBILIZADA A PRIORI

Para qualquer método de cálculo de capacidade de carga de fundações, a equação 2.1, apresentada no capítulo 2, pode ser utilizada. O peso da estaca é comumente desprezado resultando na equação 2.2, também apresentada no capítulo 2. Na prática da engenharia, a parcela representada pela integral da equação 2.2, referente à resistência por atrito lateral, pode ser representada por um somatório em que cada segmento do fuste da estaca tem uma determinada resistência por atrito unitário, resultando na equação 4.1.

$$Q_{rupt} = A_b \cdot q_p + U \sum f_s \cdot \Delta l \quad (4.1)$$

Onde:

Q_{rupt} = capacidade de carga da estaca;

A_b = área da base da estaca;

q_p = resistência unitária de ponta;

U = perímetro lateral da estaca;

f_s = atrito lateral unitário;

Δl = Comprimento da estaca com o mesmo f_s .

A análise determinística da capacidade de carga de estacas pode ser calculada por inúmeras fórmulas e proposições. O presente trabalho utilizou dois métodos consagrados, um brasileiro semi-empírico e outro internacional teórico, a fim de verificar a distribuição estatística dos valores de capacidade de carga obtidos por diferentes metodologias e sua influência na distribuição dos resultados atualizados *a posteriori*. A escolha dos métodos também permite uma comparação entre uma técnica largamente utilizada no Brasil com outra mundialmente conhecida.

4.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O primeiro método utilizado é o de AOKI E VELLOSO (1975), um dos mais utilizados no Brasil. O método semi-empírico é baseado nas medidas de resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s), do ensaio de penetração de cone (CPT). Para permitir a utilização de ensaios SPT, o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) pode ser correlacionado com a resistência de ponta e atrito lateral do ensaio de cone, a depender

do tipo de solo. Essas correlações foram obtidas e, posteriormente, aplicadas e calibradas com inúmeras provas de carga estáticas executadas em diversas regiões do país.

Pesquisas mais recentes como as de ALONSO (1980) para solos da cidade de São Paulo, DANZIGER (1982), DANZIGER E VELLOSO (1995) e POLITANO ET AL. (2001) para solos do Rio de Janeiro e outras regiões do Brasil, apresentaram correlações diferentes, porém a aplicação do método original ainda é prática corrente no país. Segundo CINTRA E AOKI (2010), a tendência do método deve ser a de manter a formulação original e atualizar as correlações originais, mais abrangentes, por correlações regionais, mais específicas, quando se julgar apropriado. Fatores de correção são utilizados tanto na resistência de ponta quanto atrito lateral, buscando levar em conta fatores de escala, os diferentes tipos de estaca e métodos de execução. AOKI E VELLOSO (1975) propuseram a equação 4.2.

$$Q_{rupt} = A_b \frac{k N_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha k N_{SPT}}{F2} \Delta l \quad (4.2)$$

Onde:

Q_{rupt} = Capacidade de carga da fundação;

A_b = Área de ponta da estaca;

U = Perímetro lateral da estaca;

Δl = Comprimento do segmento de estaca;

k e α = Valores tabelados em função do tipo de solo;

F_1 e F_2 = Fatores de correção devido ao tipo de estaca e método executivo.

Maiores detalhes sobre o método podem ser vistos em AOKI E VELLOSO (1975), VELLOSO E LOPES (2010) e CINTRA E AOKI (2010). Os valores de k e α , bem como F_1 e F_2 , utilizados na presente pesquisa, são referentes ao método original de 1975 e são apresentados nas tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 – Coeficientes k e razão de atrito α

Solo	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto arenosa	0,33	3,0

(Fonte: AOKI E VELLOSO, 1975)

Tabela 4.2 –Fatores de Correção F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

(Fonte: AOKI E VELLOSO, 1975)

Como descrito no capítulo 3, este método considera os valores de N_{SPT} medidos diretamente dos ensaios de campo, sem a necessidade de correção por questões de energia.

4.1.2 Método de Vesic (1977)

O segundo método selecionado para a estimativa determinística da capacidade de carga a priori foi o internacionalmente conhecido método teórico de VESIC (1977). Baseado na teoria de expansão de cavidades, as seguintes equações foram propostas:

$$q_p = c \cdot N_c^* + \sigma'_0 \cdot N_\sigma \quad (4.3)$$

$$\sigma'_0 = \frac{(1 + 2 \cdot K_0) \sigma'_v}{3} \quad (4.4)$$

Onde:

q_p = Resistência de ponta unitária;

c = Coesão do solo;

K_0 = Coeficiente de empuxo no repouso;

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

N_c^* e N_σ = Fatores de capacidade de carga, correlacionados pela equação 4.5.

$$N_c^* = (N_\sigma - 1) \cot \varphi \quad (4.5)$$

O fator N_σ é calculado pela expressão 4.6

$$N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin \varphi} e^{(\frac{\pi}{2} - \varphi) \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \sin \varphi}{3(1 + \sin \varphi)}} \quad (4.6)$$

Onde:

I_{rr} = Índice de rigidez reduzido, que em condições de variação de volume nula (condição não drenada) ou bastante pequena (solos pouco compressíveis), pode ser considerado igual ao índice de rigidez I_r , dado pela equação 4.7.

$$I_r = \frac{E}{2(1 + v)(c + \sigma' \tan \varphi)} = \frac{G}{(c + \sigma' \tan \varphi)} \quad (4.7)$$

Onde:

I_r = Índice de rigidez do solo;

E = Módulo de elasticidade do solo;

v = coeficiente de Poisson do solo;

G = Módulo cisalhante do solo.

A resistência por atrito lateral é dada pela equação 4.8:

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan(\delta) \quad (4.8)$$

Onde:

K_s = Coeficiente de empuxo;

δ = Ângulo de atrito da interface solo/estaca.

Para argilas moles normalmente adensadas ou pouco sobre adensadas, JACKY (1944) propôs a seguinte expressão consagrada na mecânica dos solos:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (4.9)$$

Um forma mais geral foi proposta por MAYNE E KULHAWY (1982), levando em conta o pré-adensamento através do parâmetro OCR.

$$K_0 = (1 - \sin\varphi')OCR^{\sin\varphi'} \quad (4.10)$$

Considerando $K_s = K_0$ para a camada de argila mole, e $\delta = \varphi'$, e OCR médio = 1,2 (tabela 3.2), o produto $K_s \cdot \tan(\delta)$ costuma ser tipicamente 0,28, como pode ser visto na tabela 4.3 para ângulos de atrito variando de 23 a 28°.

Tabela 4.3 – Produto $K_s \cdot \tan(\delta)$ para argilas moles normalmente adensadas ou levemente sobre adensadas

$\varphi' = \delta$ (°)	$K_s = (K_0 = 1 - \sin\varphi')OCR^{\sin\varphi'}$	$K_s \cdot \tan(\delta)$
23	0,65	0,28
24	0,64	0,28
25	0,62	0,29
26	0,61	0,30
27	0,59	0,30
28	0,58	0,31

Portanto, para a resistência por atrito lateral para a camada de argila mole foi considerado $K_s \cdot \tan(\delta) = 0,28$.

Para as camadas mais competentes, referentes à areia sedimentar compacta e o ao solo arenoso-siltoso residual de gnaisse, o produto $K_s \cdot \tan(\delta)$ varia com a profundidade e o tipo de solo. Não existe consenso para o valor de K_s na literatura. Para o presente trabalho,

face às elevadas compacidades das camadas arenosas e de solo residual, utilizou-se $K_s = 1$, seguindo as proposições de BROMS (1966) e TOMLINSON E WOODWARD (2008). O método da API para estacas *offshore* também propõem este valor para estacas de grande deslocamento ou embuchadas.

O ângulo de atrito entre estaca e solo pode ser bastante baixo, especialmente para estacas metálicas muito novas, em que não há rugosidade proveniente da oxidação do aço. Como mostrado na figura 3.6, no capítulo 3, as estacas cravadas do presente caso apresentavam considerável oxidação e rugosidade antes mesmo da sua cravação. KISHIDA E UESUGI (1987) mostraram em seu estudo que para superfícies típicas de estacas metálicas com presença de oxidação o coeficiente de rugosidade normalizado é elevado e o ângulo de atrito da interface solo-estaca será próximo do valor do ângulo de atrito interno do solo. Assim, foi considerado como ângulo de atrito da interface solo/estaca o valor do ângulo de atrito interno do solo, $\delta = \phi'$.

A estimativa do ângulo de atrito para as camadas arenosas foi feita com base em correlações com os ensaios **SPT**, segundo proposição de KULHAWY E MAYNE (1990) apresentada na equação 3.3. Para utilização dessa correlação, a correção dos valores de N_{SPT} para o padrão norte americano N_{60} é necessária, tendo sido utilizada a equação 3.2. Como descrito no capítulo 3, valores excessivamente altos obtidos por essa formulação foram descartados por contrariar a expectativa e experiência local com os solos envolvidos.

A estimativa do módulo de elasticidade foi feita através de correlações com os valores de N_{SPT} , segundo FREITAS ET AL. (2012), cujos resultados são muito parecidos com aqueles obtidos pela proposição de VESIC (1977). Ambos os métodos dão bons resultados quando os fatores de segurança são bastante elevados, como no caso de fundações diretas, por exemplo. Para estacas cravadas, em que os fatores de segurança são menores e as deformações específicas maiores, os valores obtidos tanto por VESIC (1977) como por FREITAS ET AL. (2012) são demasiadamente altos. Portanto, para o caso de estacas cravadas da presente pesquisa, utilizou-se a proposição de FREITAS ET AL. (2012) para a estimativa do módulo de elasticidade das camadas arenosas, equação 4.11, dividindo-se o resultado por 2. Alguns autores ainda sugerem a limitação dos valores de N_{60} em 30 a 40 golpes, resultando em módulos de elasticidade semelhantes aos

obtidos na presente pesquisa (HANUAMANTHARAO E RAMANA, 2008; FREITAS ET AL., 2012).

$$E = 8.000 \times N_{60}^{0,8} \text{ (kPa)} \quad (4.11)$$

4.1.3 Adaptações dos Métodos para a Consideração da Resistência Mobilizada Durante a Cravação

A consideração da resistência durante a cravação é comum para estacas *offshore*, em que muitas vezes os carregamento mais severos são provenientes do próprio equipamento de cravação e que por questões econômicas e de logística, os ensaios de carregamento muitas vezes são executados pouco tempo após a cravação das estacas. As fórmulas dinâmicas, utilizadas como função de verossimilhança, são abastecidas com informações do momento da cravação. Portanto, a estimativa de capacidade de carga são referentes às resistências mobilizadas durante a cravação.

As estimativas *a priori* são feitas para longo prazo e, portanto, são necessárias algumas adaptações para transformar essas previsões também em resistência mobilizada durante a cravação, permitindo a aplicação da teoria Bayesiana utilizando as fórmulas dinâmicas como função de verossimilhança. Essas adaptações são provenientes da experiência da engenharia de fundações *offshore*, baseadas nos métodos apresentados no capítulo 2.

Para a resistência por atrito lateral na camada superficial de argila mole, foi considerada a resistência ao cisalhamento não drenada S_{ua} (TOOLAN E FOX, 1977). Esses valores foram obtidos dos ensaios de palheta apresentados no capítulo 3.

Para a resistência de ponta e por atrito lateral em solos arenosos, a experiência da engenharia *offshore* indica que os cálculos sejam feitos da mesma forma que para a resistência estática de longo prazo. Os métodos apresentados no capítulo 2 indicam, entretanto, valores limites de resistência de ponta e por atrito lateral. VESIC (1970) introduziu uma discussão sobre essas limitações, porém, em seu mais importante trabalho, em que apresentou seu método de cálculo (VESIC, 1977), o referido autor não faz menção a tais limites. FLEMING ET AL. (2009) descrevem em seu livro que tais limites vêm sendo abandonados a luz de novos estudos sobre a diminuição do ângulo de atrito interno do solo e do índice de rigidez com o aumento da tensão confinante. LEHANE ET AL.

(1993) estudaram a diminuição do atrito lateral unitário em estacas longas, instrumentadas, como consequência da degradação do ângulo de atrito interno em decorrência da penetração da ponta da estaca. Esse assunto também é abordado por RANDOLPH ET AL. (1994) e JARDINE E CHOW (1996). FELLENIUS (2016) também desaconselha a utilização dessas limitações, tanto para resistência por atrito lateral como de ponta, alegando que essa abordagem vem de interpretações errôneas de provas de cargas em que as tensões residuais eram importantes e não foram consideradas. Além disso, nenhum dos dois métodos estáticos aqui apresentados faz referência a limitações de resistência, portanto as mesmas não foram consideradas nos cálculos de resistência mobilizada durante a cravação do presente caso em estudo.

Conforme já descrito anteriormente, devido à variabilidade da profundidade em que se encontra o solo residual, o impenetrável à percussão ocorreu em profundidades também bastante variadas. Típico de solos residuais, pedregulhos presentes na matriz de solo podem impedir a penetração do amostrador, resultando em um impenetrável à percussão. Sempre próximos ao final das sondagens, valores muito elevados de **NsPT**, referentes a penetrações fracionadas dos últimos centímetros de cada ensaio, foram encontrados. Após extração, foram encontrados valores da ordem de 150 golpes para 30 cm. Esses valores não são condizentes com a resistência real do solo, pois estão ligados à dificuldade de cravação do amostrador devido a fragmentos de rocha na matriz de solo. Para o método de AOKI E VELOSSO (1975), seguindo as indicações de VELLOSO E LOPES (2010), limitou-se o valor do **NsPT** em 50 golpes, por se julgar que resistências maiores do que essa são fruto de restrições à cravação do amostrador, que não necessariamente impedirão a cravação da estaca. Esse valor limite foi considerado como a última informação confiável de resistência disponível. A execução de sondagens rotativas, com recuperação de amostras, ajudaria a caracterizar o impenetrável à percussão. Com a recuperação das amostras seria possível esclarecer se de fato o impenetrável à percussão está relacionado à presença de camada mais resistente ou é apenas fruto de um impedimento à cravação do amostrador, dada a variabilidade observada na profundidade do impenetrável das sondagens executadas.

4.1.4 Banco de Dados *A Priori*

As estimativas da capacidade de carga *a priori* foram feitas pelos dois métodos estáticos apresentados, a partir de registros da profundidade real de cada estaca obtidos através dos boletins de cravação. A resistência de ponta e por atrito lateral foram calculadas considerando a ponta embuchada e o perímetro colado U do perfil H, ilustrado na figura 4.1. Como discutido no capítulo 2, esta consideração é prática não somente no Brasil, mas também na Alemanha (SHENK, 1966; EAB, 2008) e França (FRENCH STANDARD, 1993).

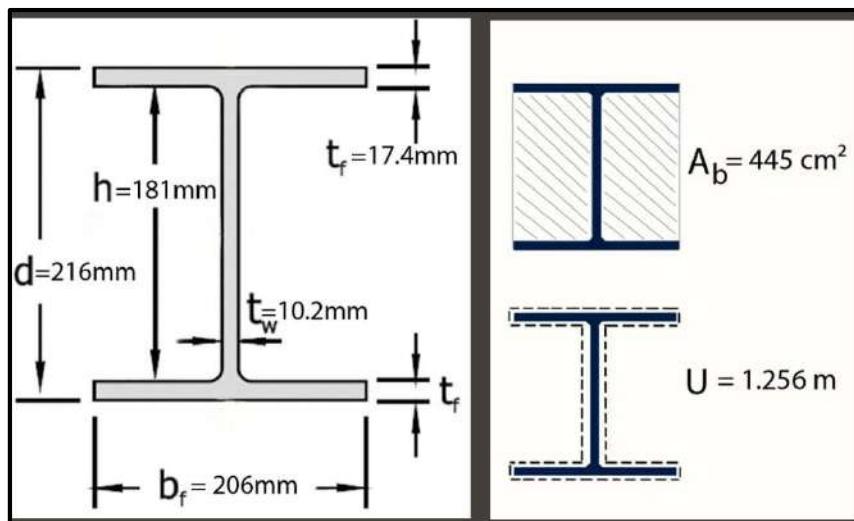


Figura 4.1 Seção da estaca e consideração da área total de ponta e perímetro lateral colado

Para cada estaca e cada método de cálculo estático, foram feitas três estimativas de capacidade de carga, considerando o perfil médio (M), referente ao perfil de NsPT mais próximo de cada estaca, e os perfis médio mais e menos o desvio padrão ($M+DP$ e $M-DP$), que levam em conta a variabilidade do solo apresentada na tabela 4.4 e figura 3.6. Nessa tabela são apresentados os valores médios de todas as sondagens executadas na região, desvio padrão e coeficiente de variação do NsPT por metro para a região representativa estudada. Observa-se, pelos valores do coeficiente de variação, que na camada de argila mole a variabilidade é muito grande, apesar da pequena magnitude do valor de NsPT, cuja média foi igual a zero em quase toda camada. Isso mostra que o ensaio de SPT não tem sensibilidade suficiente para determinação da resistência da argila mole. Para esta camada, os ensaios de palheta foram utilizados na obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada amolgada. A partir dos 16 m de profundidade, os valores de desvio padrão passaram a ser bastante elevados, fruto dos crescimentos abruptos de

resistência oriundos do impenetrável à percussão de algumas sondagens. Ainda que menores do que para a camada de argila mole, o COV dos valores de NsPT para profundidades maiores que 16 m foi elevado, variando de 0,28 a 0,83. Essa profundidade é referente a transição entre a camada arenosa e o solo residual de gnaisse. No Anexo 1 são apresentadas as planilhas modelo utilizadas para as estimativas *a priori* para ambos os métodos de cálculo.

Tabela 4.4 – Variabilidade do NsPT com a profundidade

Prof. (m)	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)	COV
1	2	1,9	0,88
2	0	0,9	2,08
3	0	0,4	5,81
4	0	0,5	4,79
5	0	0,6	3,87
6	0	0,9	3,43
7	1	2,2	1,96
8	5	4,6	1,00
9	8	6,5	0,81
10	11	6,8	0,61
11	18	8,7	0,47
12	29	32,7	1,14
13	30	8,8	0,30
14	36	10,3	0,29
15	43	15,2	0,35
16	72	59,7	0,83
17	67	23,9	0,36
18	123	34,0	0,28

Através dos cálculos de capacidade de carga, foi obtido o banco de dados da resistência mobilizada durante a cravação *a priori*. Por meio dos perfis de NsPT médio, médio mais desvio padrão e médio menos desvio padrão, foram no total 1.935 previsões de capacidade de carga *a priori* para cada método, de onde foram, então, retirados os valores médios e variâncias necessários para a aplicação da atualização Bayesiana.

A figura 4.2 compara a capacidade de carga estimada pelos dois métodos de cálculo *a priori*, apresentando os resultados das previsões utilizando os perfis médio, médio mais desvio padrão e médio menos desvio padrão. As profundidades de instalação das estacas

variaram de 13,5 a 21,5 m, com média em 16 m e desvio padrão de 1,5 m. Observa-se que o método de VESIC (1977) resultou em capacidades de carga cerca de 37% maiores que o método de AOKI E VELLOSO (1975) para as considerações e parâmetros utilizados. A utilização de ensaios de melhor qualidade para obtenção dos parâmetros das camadas arenosas mais resistentes (Ex. CPT ou SPT com medida de energia) poderiam levar a resultados diferentes, dadas as conhecidas limitação da utilização de ensaios SPT tradicionais na correlação com parâmetros de resistência e deformabilidade. Atribui-se essa diferença a limitações dos métodos de cálculo e ensaios geotécnicos.

A figura 4.2 indica que para resistências mobilizadas maiores que 2.500 kN, para o método de VESIC (1977), as distribuições **M**, **M-DP** e **M+DP** se concentram sobre uma estreita faixa do gráfico. Isso ocorre para as estacas mais profundas que penetram na camada de solo residual de gnaisse em que o valor limite de **N_{SPT}** = 50 foi utilizado. Dessa forma, independentemente do perfil de **N_{SPT}** utilizado (**M**, **M-DP** ou **M+DP**), a capacidade de carga calculada resultou em valores muito próximos, agrupando os resultados sobre a faixa observada.

Enquanto que para as previsões pelo método de AOKI E VELLOSO (1975) a resistência unitária de ponta e o atrito lateral unitário permanecem constantes conforme a estaca penetra o solo residual, as previsões pelo método de VESIC (1977) experimentam um decréscimo na resistência unitária de ponta e atrito lateral unitário devido ao aumento da tensão confinante para um mesmo valor fixo de **N_{SPT}** = 50. Assim, para um mesmo valor de **N_{SPT}**, mas com tensões confinantes cada vez maiores, observa-se uma diminuição do valor calculado do ângulo de atrito e também do índice de rigidez do solo, o que acaba por diminuir o valor da capacidade de carga calculada pelo método de VESIC (1977). Assim, enquanto os valores de capacidade de carga calculados pelo método de AOKI E VELLOSO (1975) são crescentes a uma taxa constante com a profundidade, o método de VESIC (1977) apresenta crescimento da capacidade de carga a uma taxa cada vez menor, conforme se aumenta a profundidade cravada na camada de solo residual em que se fixou o **N_{SPT}** em 50 golpes. Isso explica a inflexão e concentração de pontos na estreita faixa observada na figura 4.2.

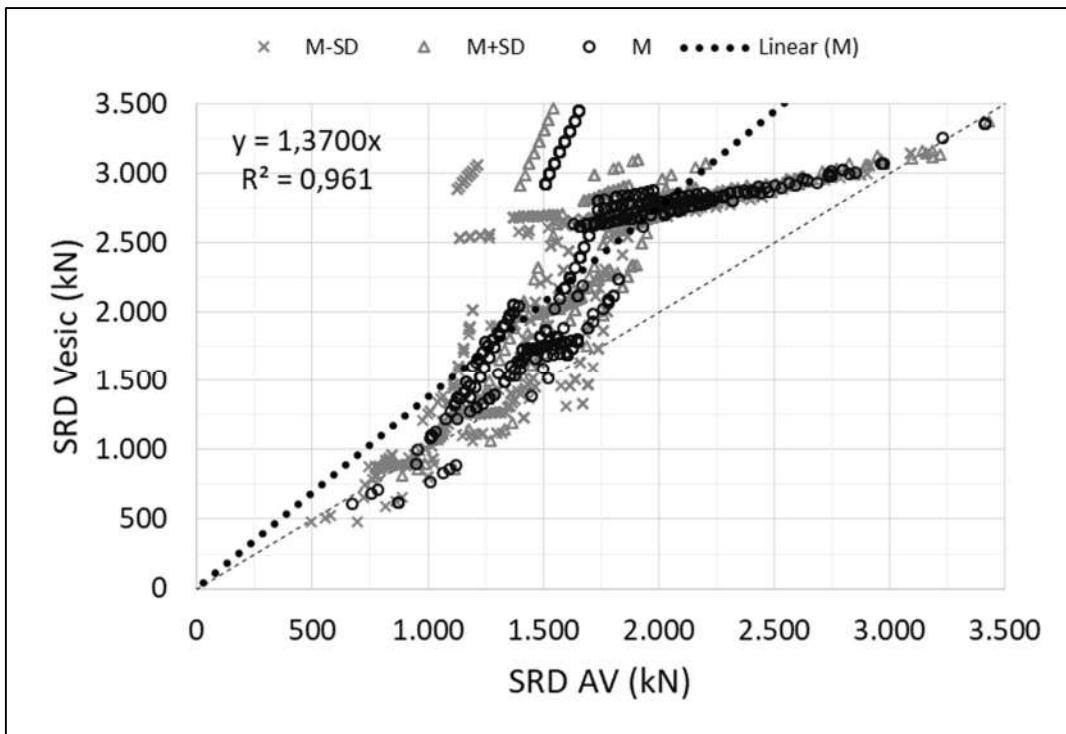


Figura 4.2 Valores esperados de resistência durante a cravação (SRD) estimadas pelos dois métodos de cálculo

Os histogramas de frequência para as previsões *a priori* foram analisados utilizando as distribuições normal e log-normal. Melhores resultados foram obtidos quando foi utilizada a distribuição normal para a resistência mobilizada durante a cravação (SRD). Na figura 4.3, (a) e (b), são apresentados, respectivamente, os histogramas de frequência da resistência mobilizada durante a cravação para os métodos de AOKI E VELLOSO (1975) e VESIC (1977). Observa-se que o comportamento das previsões pelo método semi-empírico é muito bem representado pela curva normal, enquanto o método teórico concentra suas previsões entre os valores de 2.500 e 3.000 kN. Essa concentração se dá, possivelmente, devido ao crescimento abrupto de resistência de ponta quando as estacas penetram a camada de solo residual de gnaisse. Para profundidades maiores que 16 m, a contribuição média da resistência de ponta na capacidade total da estaca é cerca de 30% para o método de AOKI E VELLOSO (1975) e 60 % para o método de VESIC (1977). Assim, para as estacas instaladas no solo residual de gnaisse, a previsão pelo método de VESIC (1977) resulta em capacidades de carga maiores que para o método de AOKI E VELLOSO (1975). Isso explica o grande número de estacas cujas previsões de capacidade de carga estão entre 2.500 a 3.000 kN para o método de VESIC (1977). Esses valores são referentes a estacas instaladas na zona de transição entre o solo sedimentar e residual.

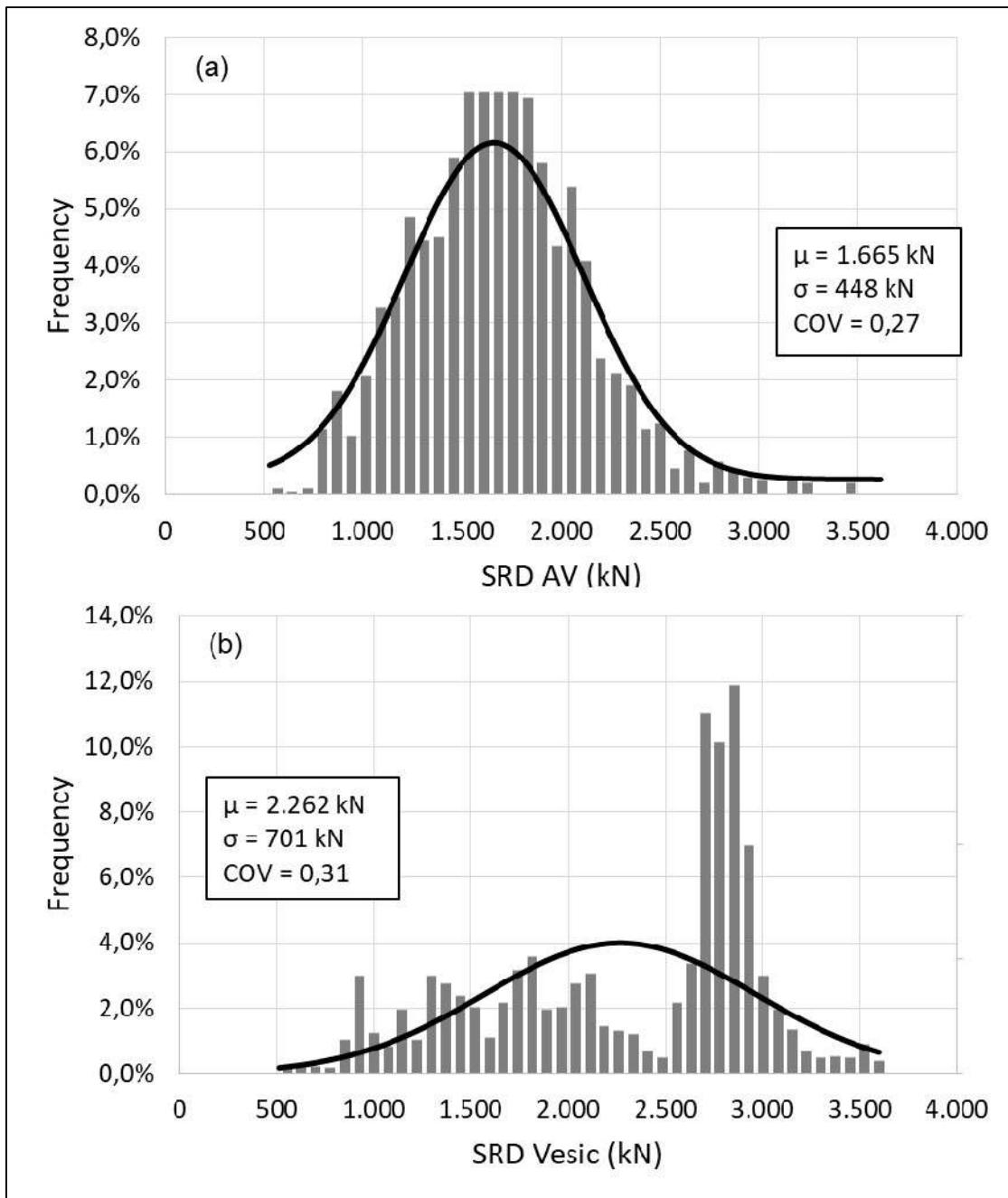


Figura 4.3 Histograma de frequências para distribuição normal da resistência mobilizada durante a cravação (SRD): (a) método de AOKI E VELLOSO (1975); e (b) método de VESIC (1977).

4.2 FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA

A função de verossimilhança é aquela que inclui as informações de campo e representa a real condição de variabilidade natural do solo. KAY (1976) chamou essas informações de “*Sample of the state of nature*”, que no presente caso foram obtidas a partir dos registros de cravação de todo banco de dados, através dos dados de repique e nega do final de cravação. A partir desses dados, duas fórmulas dinâmicas distintas foram

utilizadas para estimativa da capacidade de carga das estacas. A formula dos Dinamarqueses (SORENSEN E HANSEN, 1957) foi utilizada para estimativas da capacidade de carga das estacas com base nos dados da nega de cravação. Já os dados do repike foram utilizados na fórmula dinâmica chamada de Chellis-Aoki, introduzida inicialmente por CHELLIS (1951) e modificada por AOKI (1989). Enquanto que para as estimativas *a priori* foram utilizadas as informações de 46 ensaios SPT, para a função de verossimilhança cada estaca cravada foi analisada individualmente, como se cada boletim de cravação representasse uma sondagem. O número de estacas cravadas estudadas foi cerca de 15 vezes maior que o número de sondagens. Assim, apesar da conhecida variabilidade nas previsões de capacidade de carga obtidas por essas fórmulas dinâmicas, espera-se que ela seja menor do que a das previsões *a priori*, dado o tamanho da amostra e representatividade da condição natural do solo. Para as estacas em que foram feitos ensaios dinâmicos, os resultados obtidos pelas duas fórmulas dinâmicas foram comparados com estimativas feitas por método mais sofisticado, através da equação da onda, e com os próprios ensaios dinâmicos, validando a aplicação das selecionadas fórmulas para o restante do estaqueamento.

4.2.1 A Fórmula dos Dinamarqueses

A formula dos Dinamarqueses, introduzida por SORENSEN E HANSEN (1957), ainda é largamente utilizada na prática brasileira e costuma dar bons resultados para estacas metálicas. A acurácia dessa fórmula foi analisada para diversos locais e grande banco de dados por OLSON E FLAATE (1967). Mais recentemente, REDDY E STUEDLEIN (2013) estudaram a confiabilidade de diversas fórmulas dinâmicas e recalibraram as equações com base em ensaios dinâmicos específicos da região estudada. Dessa forma, os referidos autores reduziram as incertezas e obtiveram previsões consideravelmente mais próximas das obtidas através dos ensaios dinâmicos. DANZIGER E FERREIRA (2000) comparam os resultados da fórmula dos dinamarqueses com previsões mais sofisticadas, utilizando a equação da onda, para diversas obras em regiões diferentes do país. Bons resultados foram alcançados com a formulação original.

A formulação proposta por SORENSEN E HANSEN (1957) é descrita nas seguintes equações:

$$R_u = \frac{\eta \cdot W_h \cdot H}{S + 0,5 \cdot S_e} \quad (4.12)$$

$$S_e = \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W_h \cdot H \cdot L}{A \cdot E}} \quad (4.13)$$

Onde:

R_u = Capacidade de carga da estaca;

η = Eficiência do martelo;

W_h = Peso do martelo;

H = Altura de queda do martelo;

S = Nega para o último golpe do martelo;

S_e = Repique elástico da estaca para o último golpe;

L = Comprimento total da estaca;

A = Área da estaca;

E = Módulo de elasticidade da estaca.

Toda a informação necessária para a aplicação dessa formulação é conhecida para cada estaca por meio do boletim de cravação, com exceção da eficiência do martelo. A variabilidade da eficiência do martelo é o principal fator que influencia o resultado das estimativas. Na ausência de melhores informações, o valor 0.7 é comumente utilizado (GUTTORMSEN, 1987). Para o presente estudo, todavia, 9 ensaios de carregamento dinâmico foram executados e as eficiências medidas foram utilizadas. A eficiência média medida foi de 75%, com desvio padrão de 21%. Assim, para cada estaca, a resistência mobilizada durante a cravação R_u foi calculada utilizando a fórmula dos dinamarqueses considerando a eficiência média (75%), a média menos desvio padrão (54%) e a média mais desvio padrão (96%), formando assim o banco de dados referente a primeira função de verossimilhança.

4.2.2 A Fórmula de Chellis-Aoki

A segunda fórmula utilizada é baseada no repique ao final da cravação da estaca. O uso do repique na estimativa da capacidade de carga de estacas cravadas foi proposto inicialmente por CHELLIS (1951) e mais tarde modificada por AOKI (1986;1989), que

introduziu um novo parâmetro α na equação para levar em conta a distribuição de cargas ao longo do fuste e ponta da estaca. A fórmula relaciona diretamente a resistência mobilizada durante a cravação com o encurtamento elástico da estaca. Esse encurtamento elástico pode ser obtido através da redução da parte atribuída ao solo, chamada de *quake*, do encurtamento elástico total medido K .

$$R_u = \frac{C_2 \cdot A \cdot E}{\alpha \cdot L} \quad (4.14)$$

$$C_2 = K - C_3 \quad (4.15)$$

Onde:

R_u = Capacidade de carga da estaca;

C_2 = Encurtamento elástico do fuste da estaca;

C_3 = *Quake* do solo;

L = Comprimento da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca;

E = Módulo de elasticidade da estaca;

α = Parâmetro referente à distribuição de cargas entre fuste e ponta.

CHELLIS (1951) e AOKI (1989) indicam o valor de $C_3 = 2,5$ mm. Apesar da variabilidade do *quake* poder ser significativa, ela não foi considerada nas estimativas. Diferentemente do que para o parâmetro α , em que é possível estimar um valor para cada estaca e por aí obter a variabilidade do parâmetro, os valores de C_3 podem ser obtidos apenas nas estacas que foram submetidas a ensaios dinâmicos. Além disso, o *quake* entra na formulação da resistência mobilizada como uma parcela do parâmetro C_2 , sendo subtraído do repique. A magnitude do repique foi uma ordem de grandeza maior que os valores retro alisados de *quake*, portanto a variabilidade do C_3 tem menor influência sobre as resistências mobilizadas do que o repique e o parâmetro α .

Percebe-se que para essa formulação não se considera a eficiência e altura de queda do martelo, ou seja, a energia aplicada na cravação da estaca não influencia o resultado. Conhecendo-se os valores de repique K , área da estaca A e módulo de elasticidade da estaca E , a variabilidade das previsões por essa fórmula foram atribuídas ao parâmetro α .

CINTRA ET AL. (2013) comenta que para estacas cuja capacidade de carga é totalmente devida à resistência de ponta, o valor de α é igual a 1. Já para estacas cujas cargas forem totalmente resistidas pelo atrito lateral, α será igual a 0,5. O referido autor indica valor igual 0,7 para estacas que tenham tanto resistência de ponta como atrito lateral.

O parâmetro α representa a distribuição de cargas resistida por atrito lateral e carga de ponta. Para o caso do presente trabalho, a distribuição de tensões e o cálculo de α podem ser previstos a partir das estimativas do percentual de carga de ponta e por atrito lateral obtidas nas estimativas *a priori*, para cada estaca, pelos métodos de AOKI E VELLOSO (1975) e VESIC (1977). A figura 4.4 e equação 4.16 mostram as variáveis envolvidas no cálculo. O comprimento cravado da estaca foi obtido dos boletins de cravação. O comprimento da estaca embutido em solo competente foi obtido a partir dos diagramas de cravação e das sondagens mais próximas de cada estaca. A carga resistida por atrito lateral durante a cravação no trecho em argila mole mostrou ser menor do que 2% da capacidade de carga total da estaca, portanto desprezou-se sua influência no cálculo de α .

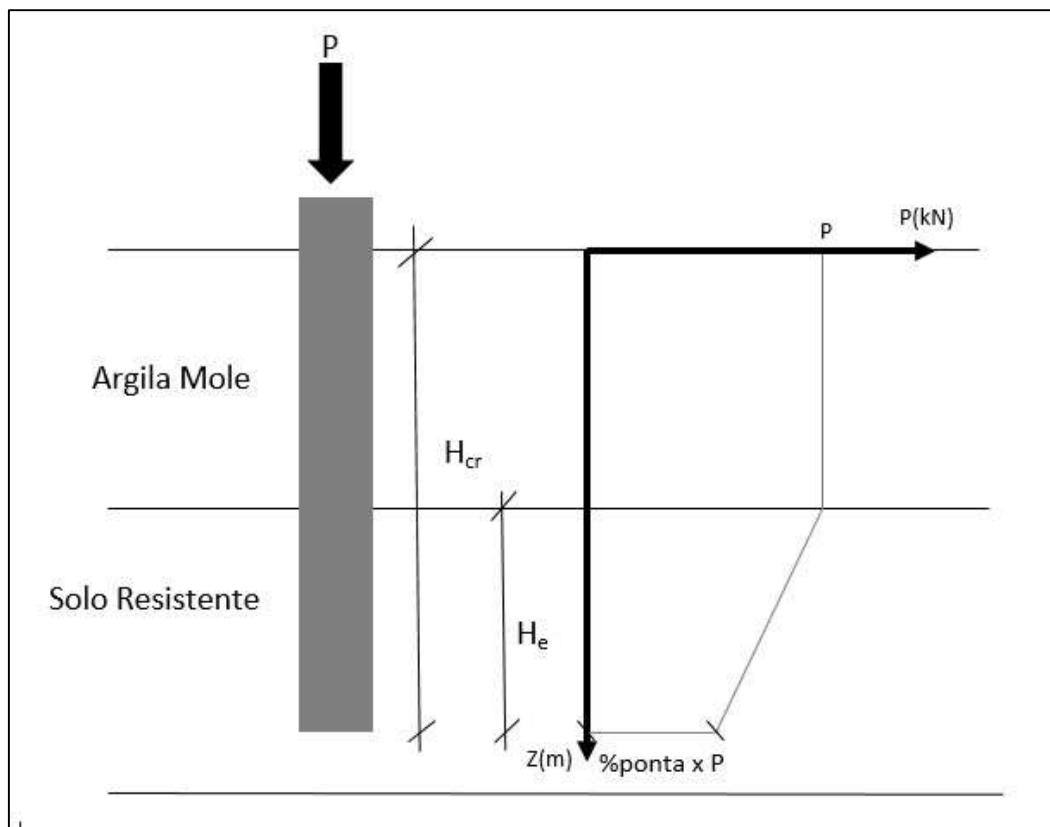


Figura 4.4 Cálculo de α

$$\alpha = \frac{P \cdot (H_{cr} - H_e) + \frac{P \cdot (1 + \%ponta)H_e}{2}}{P \cdot H_{cr}} \quad (4.16)$$

Onde:

α = Parâmetro referente à distribuição de cargas entre fuste e ponta;

P = Carga aplicada na cabeça da estaca;

H_{cr} = Comprimento cravado;

H_e = Comprimento embutido em solo resistente;

%ponta = Percentual da capacidade de carga resistida pela ponta.

4.2.3 Banco de Dados da Função de Verossimilhança

Para a fórmula dos dinamarqueses, foram feitos cálculos de capacidade de carga mobilizada durante a cravação com base nos registros da nega de cravação. Para cada estaca foram feitas três estimativas considerando as eficiências do martelo obtidas nos ensaios dinâmicos: $\eta_{médio} = 0,75$; $\eta_{médio-DP} = 0,54$; $\eta_{médio+DP} = 0,96$. Tanto na cravação como nos ensaios dinâmicos, martelos à diesel e de queda livre foram utilizados. Todavia, os boletins de cravação não fazem menção a qual martelo foi utilizado em cada estaca, impedindo uma análise separada com faixas diferentes de eficiência para cada caso. Nem mesmo os relatórios dos ensaios dinâmicos indicaram qual martelo foi utilizado, apesar de se poder inferir através das menores eficiência medidas em alguns ensaios, indicando a utilização do martelo de queda livre. Frente a essa falta de informação, não se analisou separadamente cada grupo. Possivelmente resultados ainda melhores seriam obtidos caso essas informações estivessem disponíveis.

Assim foi formado o banco de dados da primeira função de verossimilhança de onde foram obtidos os valores da média e desvio padrão, cujo histograma de frequências é apresentado na figura 4.5. O valor médio foi de 2.072 kN, desvio padrão de 371 kN e coeficiente de variação de 0,18. A variabilidade observada foi consideravelmente menor do que as previsões *a priori*.

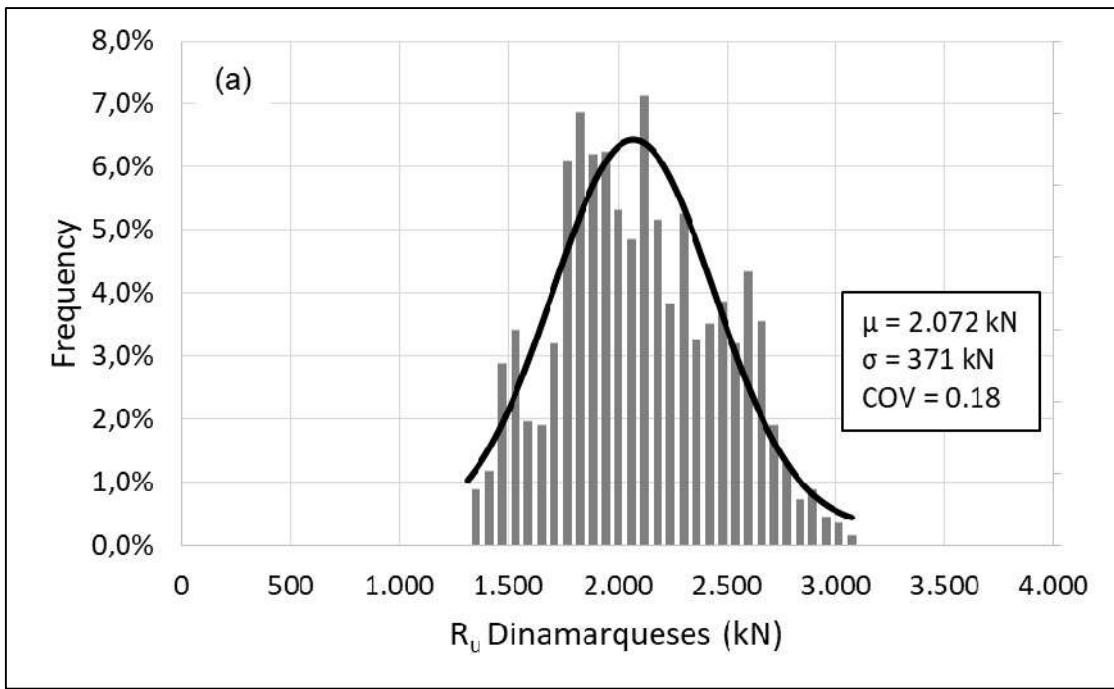


Figura 4.5 Histograma de frequências para função de verossimilhança referente à fórmula dinâmica dos dinamarqueses

Para a fórmula de Chellis-Aoki, foram utilizados os dados do repique da cravação das estacas. Para cada estaca foram feitas três estimativas de capacidade de carga, levando em conta três valores diferentes de a . Esses valores foram obtidos com a utilização da equação 4.16 em que os valores do **%Ponta** foram aqueles obtidos nas estimativas *a priori* pelos métodos estáticos, levando em conta os perfis de Nspt médio (M), médio mais desvio padrão (M+DP) e médio menos desvio padrão (M-DP), conforme descrito anteriormente e apresentado na figura 3.6. Formou-se, assim, o banco de dados da segunda função de verossimilhança de onde foram obtidos os valores de média e desvio padrão, cujo histograma de frequências é apresentado na figura 4.6. O valor médio foi de 1.909 kN, desvio padrão de 318 kN e coeficiente de variação de 0,17. A variabilidade observada foi também consideravelmente menor do que as previsões *a priori*.

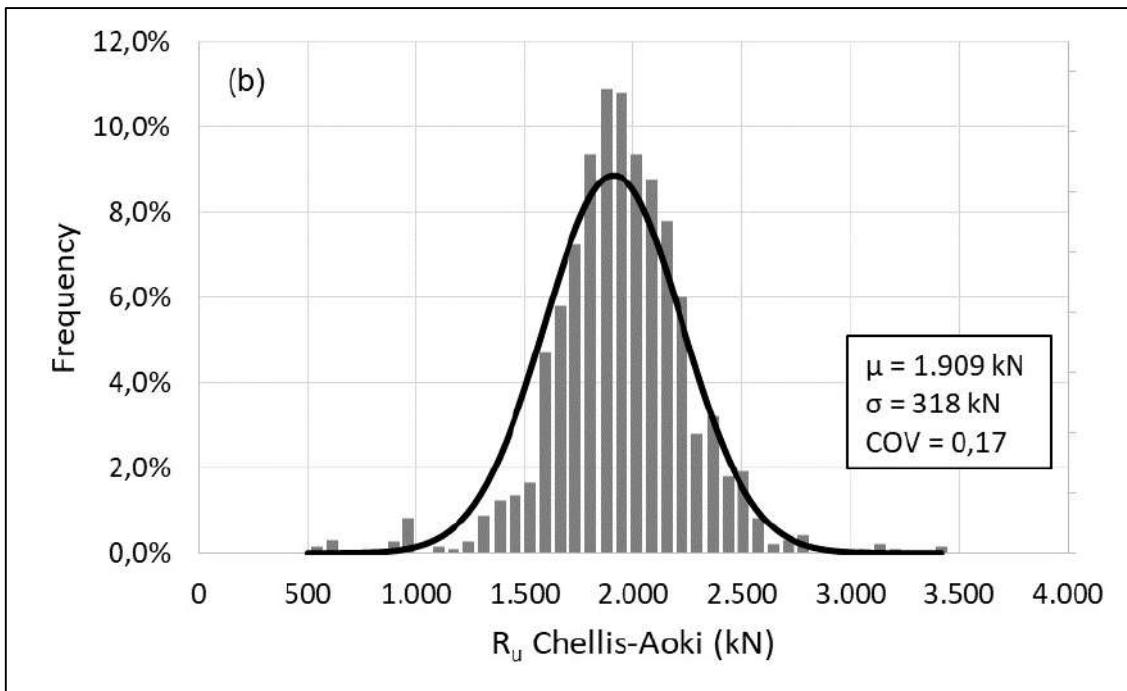


Figura 4.6 Histograma de frequências para função de verossimilhança referente a fórmula dinâmica de Chellis-Aoki

4.2.4 Comparação das Estimativas pelas Fórmulas Dinâmicas com Equação da Onda e Ensaios de Carregamento Dinâmico

A vantagem da utilização das fórmulas dinâmicas como função de verossimilhança é a possibilidade de aplicação da atualização Bayesiana para todo o estaqueamento. Análises mais refinadas, que utilizam equação da onda, ou mesmo os ensaios de carregamento dinâmico, normalmente são feitas para um pequeno número de estacas. Na figura 4.7 apresenta-se a comparação entre as estimativas de resistência mobilizada durante a cravação para as duas fórmulas dinâmicas utilizadas na presente pesquisa. Percebe-se que apesar da dispersão, atribuída principalmente às incertezas quanto a eficiência do martelo, os valores médios obtidos para os dois métodos se aproximam da reta de 45° . Ambos os métodos representam a condição natural ou real, reportada por KAY (1976) como “*State of the nature*”, e possivelmente por este motivo, apresentam resultados parecidos. A fórmulas dos dinamarqueses resultou em valores cerca de 7% maiores do que os obtidos pela fórmula de Chellis-Aoki.

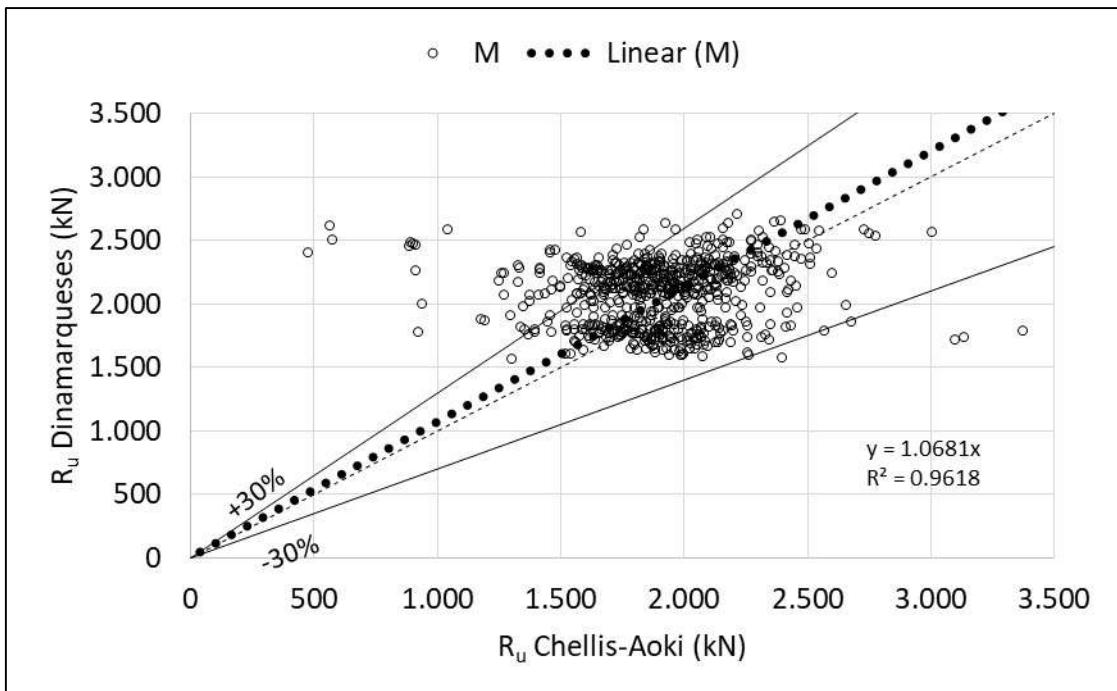


Figura 4.7 Valores esperados de capacidade obtidos pelas duas fórmulas dinâmicas.

Para 8 das 9 estacas em que foram feitos ensaios de carregamento dinâmico, foram feitas estimativas de capacidade de carga também através da utilização da equação da onda. A estaca E – 148 sofreu danos durante o ensaio e seu resultado não foi considerado nas análises. Os cálculos pela equação da onda foram feitos com a utilização do software GRLWEAP (2005), que simula a cravação da estaca. Estas estimativas tiveram o objetivo de validar a utilização das fórmulas dinâmicas para o restante do banco de dados.

Durante a cravação das estacas, a eficiência do martelo não foi medida. Durante os 9 ensaios de carregamento dinâmico executados, foram obtidas as eficiências do martelo chegando-se então a um valor médio de 75%. Os métodos dinâmicos e a estimativa pela equação da onda utilizando o software GRLWEAP (2005) foram comparados com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos em dois momentos: Final de cravação (EOD – *End of Driving*) e no momento do ensaio dinâmico, chamado de recravação (RE – *Redriving*). Para o final de cravação, em que não se sabia a eficiência real para cada estaca, foi utilizada a eficiência média do martelo de 75%, bem como os comprimentos, peso martelo e alturas de queda referenciados nos boletins de cravação. Já para o segundo momento, foram utilizadas as eficiências medidas, específicas para cada estaca. Os comprimentos, peso dos martelo e alturas de queda foram obtidos nos relatórios dos ensaios dinâmicos. Os parâmetros do solo do modelo de SMITH (1960), necessários para

utilização do programa, foram obtidos dos manuais e recomendações do fabricante do software, a empresa PDI. Para aplicação dos métodos dinâmicos, foram considerados os valores de repique e nega nos dois momentos: ao final de cravação, registrados nos boletins de cravação; e no momento dos ensaios dinâmicos (recravação), registrados pela instrumentação da estaca.

As tabelas 4.5 e 4.6 resumem os parâmetros utilizados na análise pela equação da onda para os respectivos momentos de final de cravação e recravação.

Tabela 4.5 – Parâmetros EOD

Estaca	Alt. Queda (m)	Eficiência	% Ponta	Quake Ponta (mm)	Quake Fuste (mm)	Amortec. Ponta (seg/m)	Amortec. Fuste (seg/m)
E - 113	1,00	0,75	50%	2,54	2,54	0,490	0,196
E - 114	1,00	0,75	60%	2,54	2,54	0,490	0,196
E - 115	1,00	0,75	65%	2,54	2,54	0,490	0,196
E - 116	1,00	0,75	65%	2,54	2,54	0,490	0,206
E - 156	1,00	0,75	50%	2,54	2,54	0,490	0,195
E - 240	1,00	0,75	45%	2,54	2,54	0,490	0,190
E - 260	1,00	0,75	50%	2,54	2,54	0,490	1,197
E - 265	1,00	0,75	60%	2,54	2,54	0,490	0,199

Tabela 4.6 – Parâmetros RE

Estaca	Altura de Queda (m)	Eficiência	% Ponta	Quake Ponta (mm)	Quake Fuste (mm)	Amortec. Ponta (seg/m)	Amortec. Fuste (seg/m)
E - 113	0,80	0,99	50%	2,54	2,54	0,490	0,196
E - 114	1,00	0,93	60%	2,54	2,54	0,490	0,196
E - 115	0,86	0,86	65%	2,54	2,54	0,490	0,196
E - 116	0,80	0,97	65%	2,54	2,54	0,490	0,206
E - 156	1,00	0,57	50%	2,54	2,54	0,490	0,195
E - 240	1,00	0,60	45%	2,54	2,54	0,490	0,190
E - 260	1,00	0,58	50%	2,54	2,54	0,490	0,197
E - 265	1,00	0,51	60%	2,54	2,54	0,490	0,199

A tabela 4.7 mostra todos os parâmetros retro analisados dos ensaios de carregamento dinâmico para cada estaca ensaiada. Ambos os martelos utilizados foram de 50 kN. Esses parâmetros foram obtidos dos relatórios dos ensaios dinâmicos executados. A tabela 4.8 mostra os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação desses parâmetros. Chama a atenção o percentual médio de ponta obtido dos ensaios de 19%, bastante inferior ao estimados *a priori* pelos métodos de cálculo considerando a ponta embuchada. Esse resultado pode estar indicando que o comportamento embuchado não ocorreu durante os ensaios dinâmicos, assunto que será discutido no capítulo 5. Chama a atenção também a grande variabilidade do *quake* de ponta e fuste e amortecimento de ponta e fuste. Percebe-se que os parâmetros referentes à ponta da estaca são mais variáveis do que aqueles referentes ao fuste. O parâmetro α teve uma variação pequena, possivelmente devido ao perfil estratigráfico muito semelhante entre as estacas ensaiadas. Por motivos de logística de obra, os ensaios dinâmicos não puderam ser espacialmente distribuídos como se gostaria, tendo sido executados relativamente próximos uns dos outros.

Tabela 4.7 – Parâmetros retro analisados dos ensaios de carregamento dinâmico

Estaca	Alt. Queda (m)	Efic.	% Ponta	Repike (mm)	Nega (mm)	C2 (mm)	α	Quake Ponta (mm)	Quake Fuste (mm)	Amortec. Ponta (seg/m)	Amortec. Fuste (seg/m)
113	0,8	1	21%	23,50	2,00	21,58	0,89	1,916	1,664	0,570	0,200
114	1	0,9	27%	26,23	1,90	22,79	0,88	3,440	4,208	0,080	0,470
115	0,86	0,9	27%	27,19	1,70	22,93	0,91	4,256	3,345	0,080	0,500
116	0,8	1	29%	23,26	1,60	22,03	0,89	1,234	1,469	0,080	0,880
156	1	0,6	7%	17,26	1,70	15,44	0,74	1,825	3,944	0,330	0,370
240	1	0,6	14%	23,03	2,20	19,79	0,83	3,236	3,927	0,150	0,470
260	1	0,6	9%	22,80	1,45	21,12	0,84	1,689	5,383	0,080	0,370
265	1	0,5	15%	19,40	2,90	18,25	0,77	1,150	5,178	1,100	0,220

Tabela 4.8 – Estatísticas dos parâmetros retro analisados dos ensaios dinâmicos

Parâmetro	Unidade	Média	Desvio Padrão	COV
Altura de Queda	(m)	0,933	0,089	0,10
Eficiência	(%)	75%	19%	0,25
α	-	0,844	0,057	0,07
% Ponta	(%)	19%	8%	0,43
Repike	(mm)	22,83	3,04	0,13
Nega	(mm)	1,93	0,43	0,22
C2	(mm)	20,49	2,40	0,12
<i>Quake</i> Ponta	(mm)	2,343	1,072	0,46
<i>Quake</i> Fuste	(mm)	3,640	1,351	0,37
Amortec. Ponta	(seg/m)	0,309	0,341	1,10
Amortec. Fuste	(seg/m)	0,435	0,198	0,46

A figura 4.8 mostra a comparação para o final de cravação (EOD) dos três métodos (Dinamarqueses; Chellis-Aoki e GRLWEAP) com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico. Percebe-se que tanto as fórmulas dinâmicas quanto a análise pela equação da onda apresentam resultados conservadores, se comparados com os obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico. Essa diferença pode ser atribuída a efeitos de ganho de resistência com o tempo (*set-up*), assunto que será abordado no capítulo 5. Existe uma clara concordância entre os resultados das fórmulas dinâmicas com os obtidos pelo **GRLWEAP**, em especial, com a fórmula dinâmica dos dinamarqueses. Os resultados dos ensaios dinâmicos (ECD) foram cerca de 32%, 24% e 28% maiores do que os estimados pelas fórmulas dinâmicas de Chellis-Aoki, dinamarqueses e pela análise da equação da onda, respectivamente.

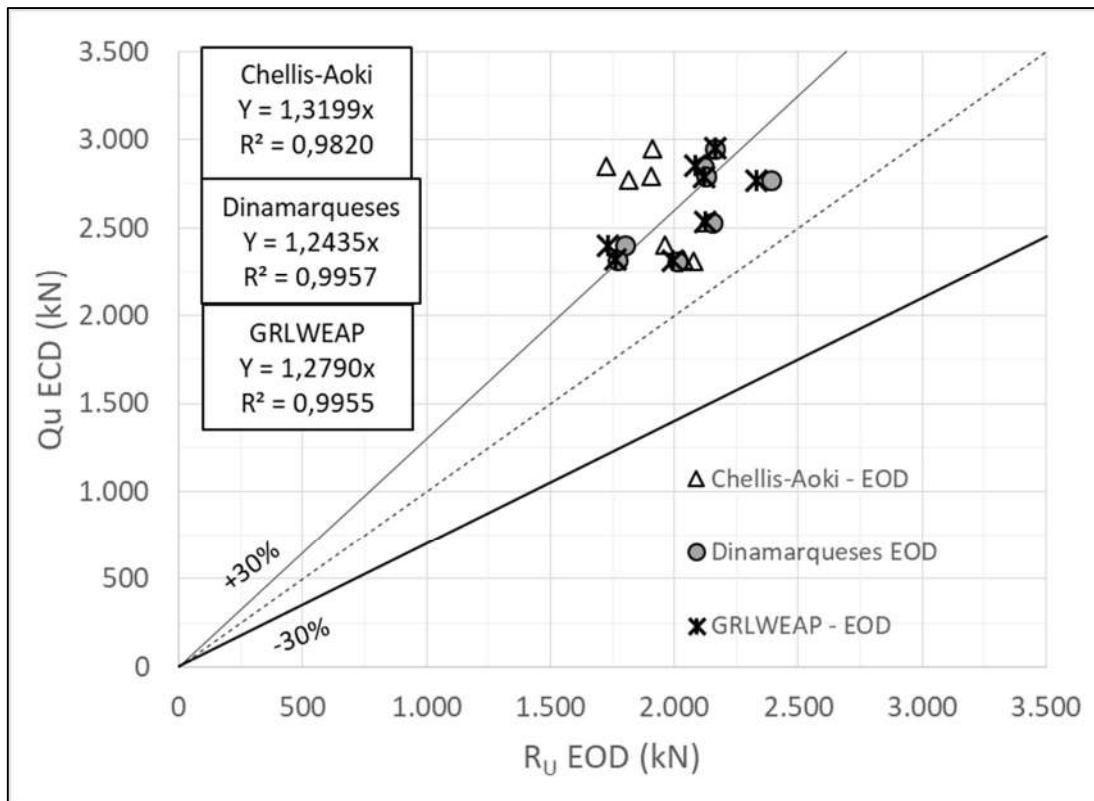


Figura 4.8 Comparaçao entre fórmulas dinâmicas, análise por equação da onda e ensaios de carregamento dinâmico – final de cravação (EOD)

A figura 4.9 faz a mesma comparação, porém para o momento da recravação (RE) durante os ensaios dinâmicos. Percebe-se que os pontos dos três métodos se aproximam da reta de 45°, indicando valores muito próximos daqueles obtidos pelos ensaios dinâmicos (ECD). Nesse momento, todas as informações foram obtidas ao mesmo tempo e, portanto, os efeitos de ganho de resistência com o tempo (*set-up*) não influenciaram as análises. Percebe-se novamente uma excelente concordância entre as fórmulas dinâmicas e a análise pela equação da onda. Dessa vez, entretanto, os resultados se mostraram muito próximos também dos valores obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico. Isso mostra que tanto as fórmulas dinâmicas quanto a utilização da equação da onda são capazes de estimar valores muito próximos de capacidade de carga daqueles observados nos ensaios. Esses resultados reforçam o que já foi observado por OLSON E FLAATE (1967) e DANZIGER E FERREIRA (2000), em especial para a fórmula dos dinamarqueses em estacas metálicas.

A figura 4.10 faz a mesma comparação da figura anterior, porém foram utilizados os valores de *quake* retro analisados dos ensaios de carregamento dinâmico. Houve uma aproximação dos pontos relativos ao método de Chellis-Aoki da reta de 45°, indicando

melhores resultados. Assim, considera-se adequada a aplicação de ambas as fórmulas dinâmicas para o restante do estaqueamento.

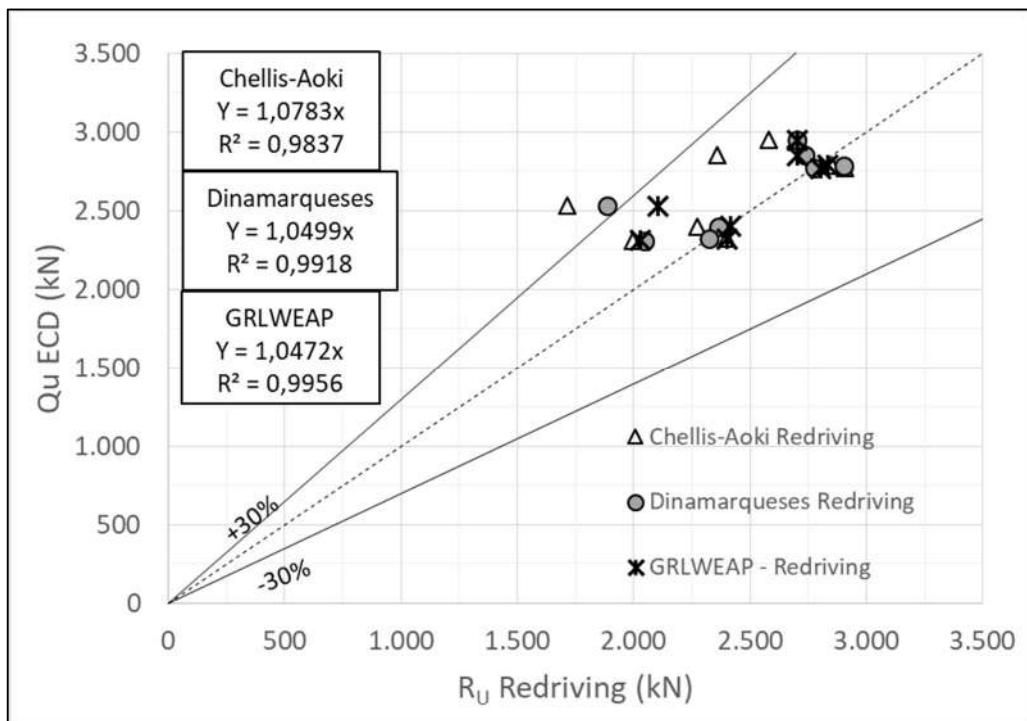


Figura 4.9 Comparação entre fórmulas dinâmicas, análise por equação da onda e ensaios de carregamento dinâmico – recravação (RE)

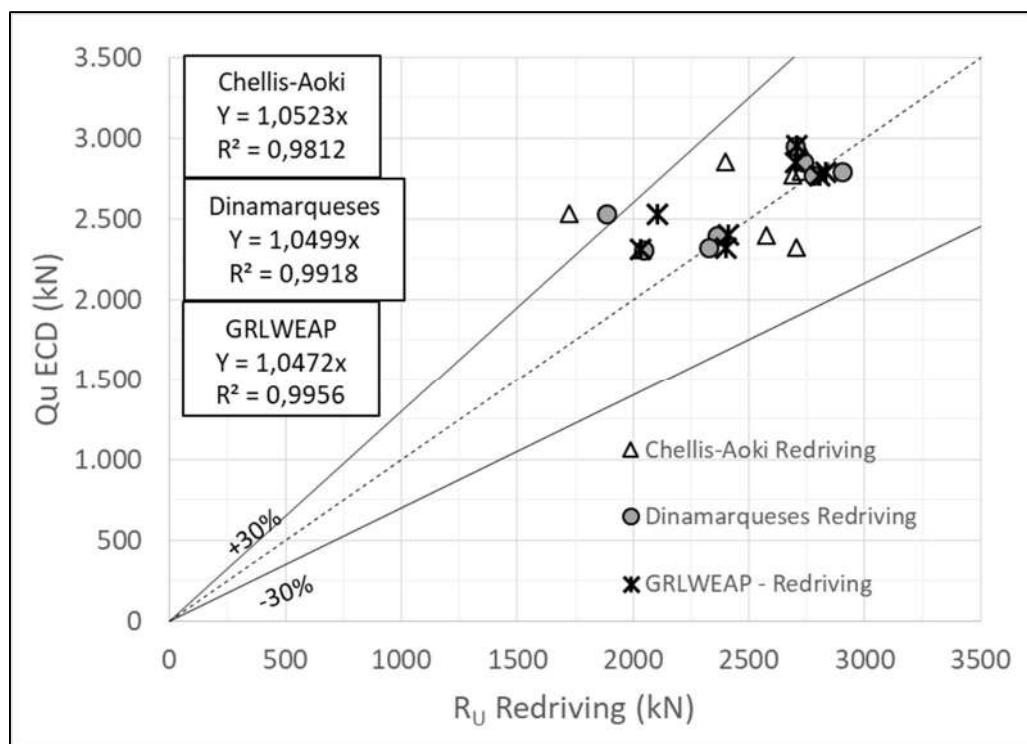


Figura 4.10 Comparação entre fórmulas dinâmicas, análise por equação da onda e ensaios de carregamento dinâmico – Recravação (RE) – *quake* dos ensaios de carregamento dinâmico

4.3 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA *A POSTERIORI*

As equações 2.34 e 2.35, apresentadas no capítulo 2, foram utilizadas para a atualização da capacidade de carga *a posteriori* e variância, utilizando as informações das distribuições *a priori* e da função de verossimilhança. As incertezas envolvidas nas previsões da resistência do solo durante a cravação (SRD) *a priori* são devidas, principalmente, às limitações dos modelos de cálculo, à variabilidade do solo e aos parâmetros geotécnicos. Para a função de verossimilhança, a eficiência do martelo de cravação e os parâmetros α , respectivamente para a utilização das fórmulas dinâmicas dos dinamarqueses e Chellis-Aoki, foram consideradas as maiores fontes de incerteza e variabilidade das estimativas. A capacidade de carga de cada estaca do presente trabalho foi, neste capítulo, atualizada utilizando as estimativas e variabilidades das distribuições *a priori* e verossimilhança.

Nas figuras 4.11a e 4.11b, são apresentados os histogramas de frequência das previsões da capacidade de carga das estacas pelo método de AOKI E VELLOSO (1975), atualizados respectivamente pelas fórmulas dos dinamarqueses e Chellis-Aoki. As figuras 4.12a e 4.12b são referentes ao método de VESIC (1977), também atualizadas respectivamente pelas fórmulas dos dinamarqueses e Chellis-Aoki. O valor esperado *a posteriori* tem sempre valor intermediário entre as previsões *a priori* e da função de verossimilhança, estando sempre mais próximo daquele de menor variabilidade, ou seja, menor variância. Ademais, o coeficiente de variação da distribuição *a posteriori* é sempre menor do que o das distribuições anteriores, visto que leva em conta em sua previsão toda a informação de ambas as funções, *a priori* e de verossimilhança, resultando em previsões com menor grau de incerteza.

As figuras 4.11 e 4.12 mostram que ambos os métodos, quando atualizados, tem seus histogramas muito bem representados por gaussianas, independentemente da fórmula dinâmica utilizada. Os valores esperados e coeficientes de variação também foram muito semelhantes, mostrando que a atualização Bayesiana consegue aproximar as estimativas calculadas por diferentes métodos, reduzindo as incertezas.

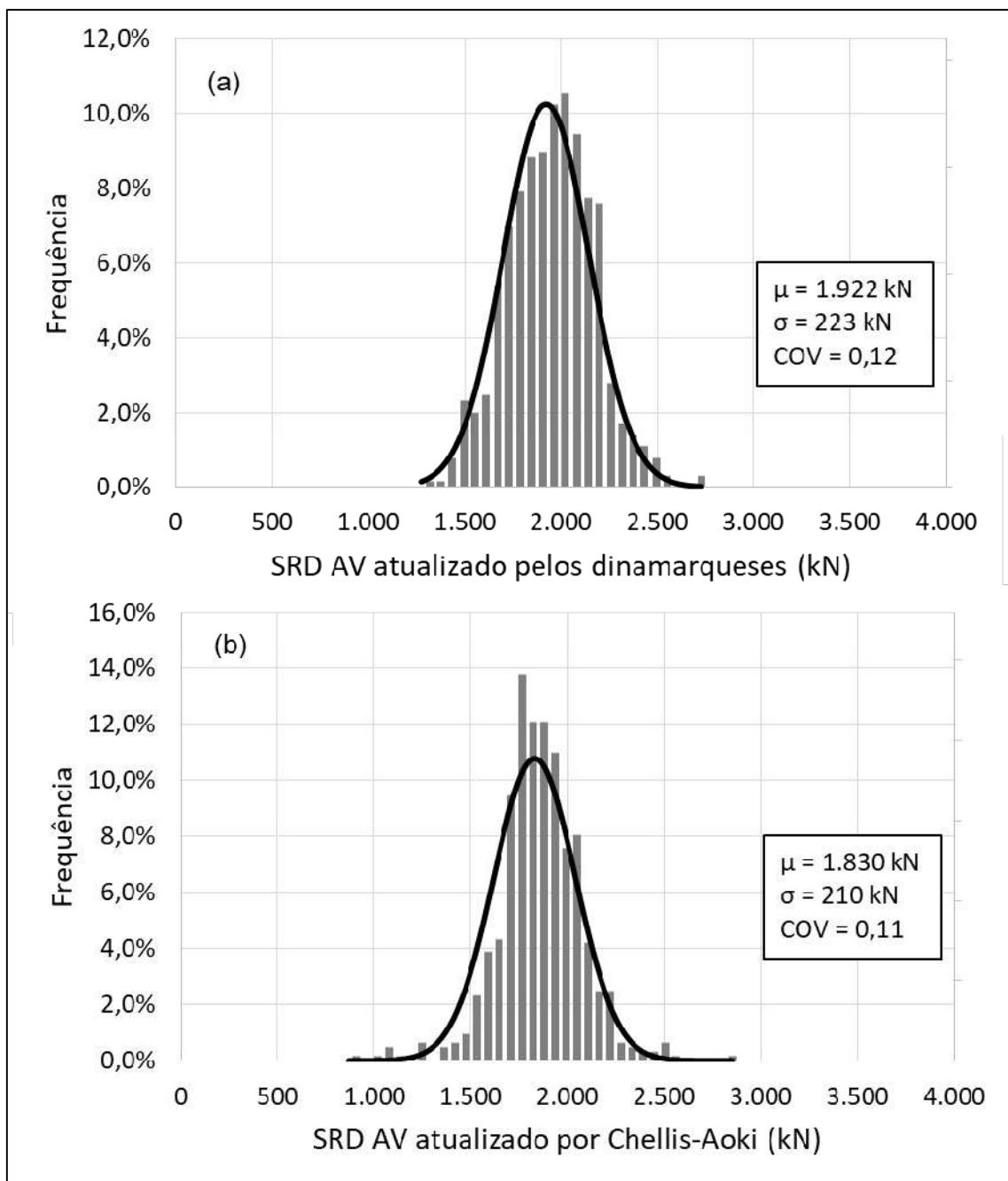


Figura 4.11 Histogramas de frequência *a posteriori* das previsões pelo método de AOKI E VELLOSO (1975) atualizadas pelas fórmulas: (a) dinamarqueses; e (b) Chellis-Aoki

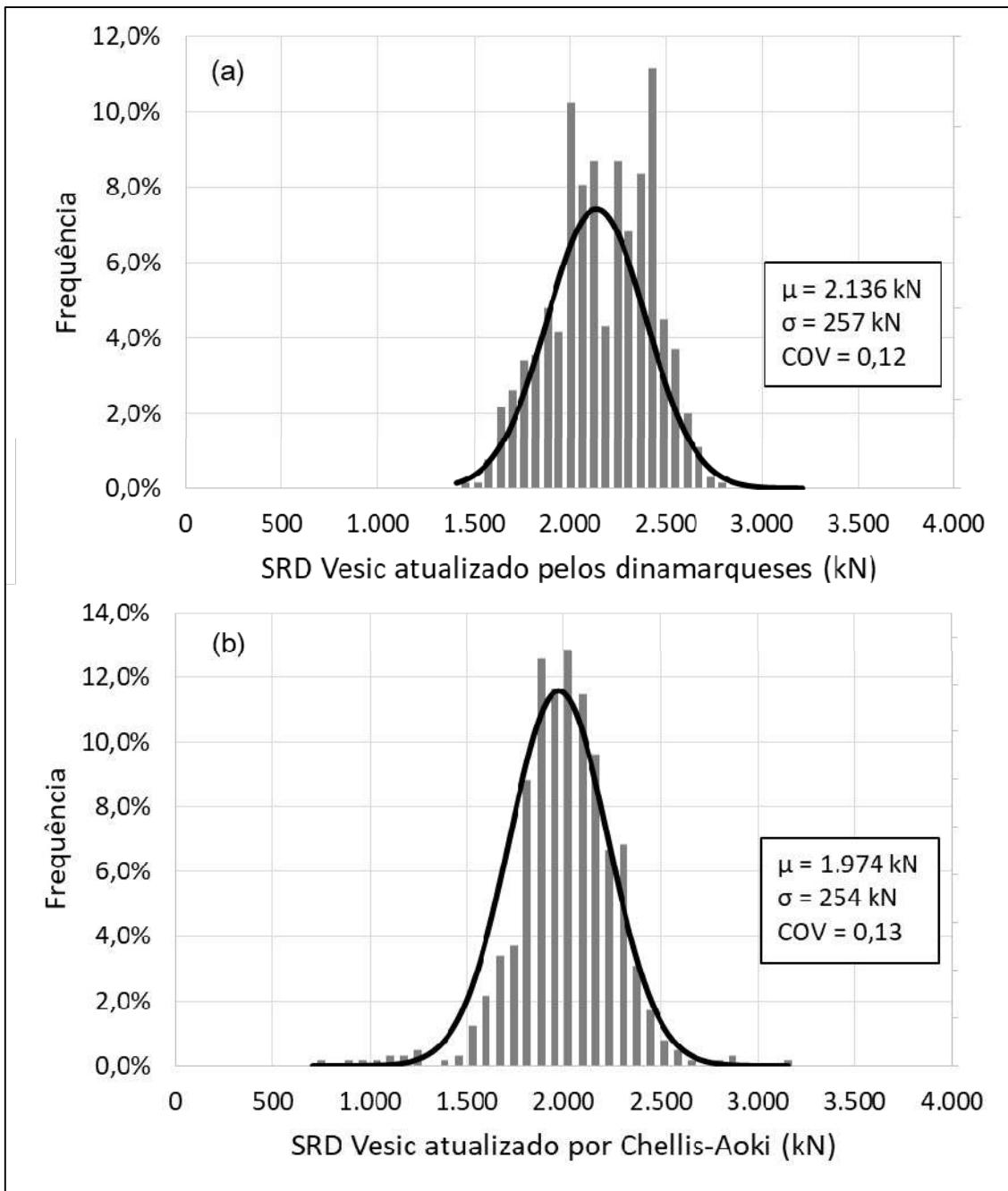


Figura 4.12 Histogramas de frequência *a posteriori* das previsões pelo método de VESIC (1977) atualizadas pelas fórmulas: (a) dinamarqueses; e (b) Chellis-Aoki

A figura 4.13 mostra a comparação dos valores esperados *a posteriori* calculados por ambos os métodos estáticos, atualizados por ambas as fórmulas dinâmicas. A figura 4.13a refere-se à utilização da fórmula dinâmica dos dinamarqueses enquanto que a figura 4.13b é referente à utilização da fórmula de Chellis-Aoki. Diferentemente da comparação feita para as estimativas *a priori*, em que o método de VESIC (1977) resultou em resistências mobilizadas **SRD** cerca de 37% maiores do que as do método de AOKI E VELLOSO (1975), a figura 4.13 ilustra que para as estimativas *a posteriori* a diferença foi bastante

pequena, 7,9% quando atualizadas por Chellis-Aoki e 10% quando atualizadas pelos dinamarqueses. Após atualização, as incertezas evidenciadas na comparação *a priori* não foram observadas. A atualização reduziu as incertezas entre os diferentes métodos de cálculo a um nível muito pequeno, independentemente da função de verossimilhança utilizada.

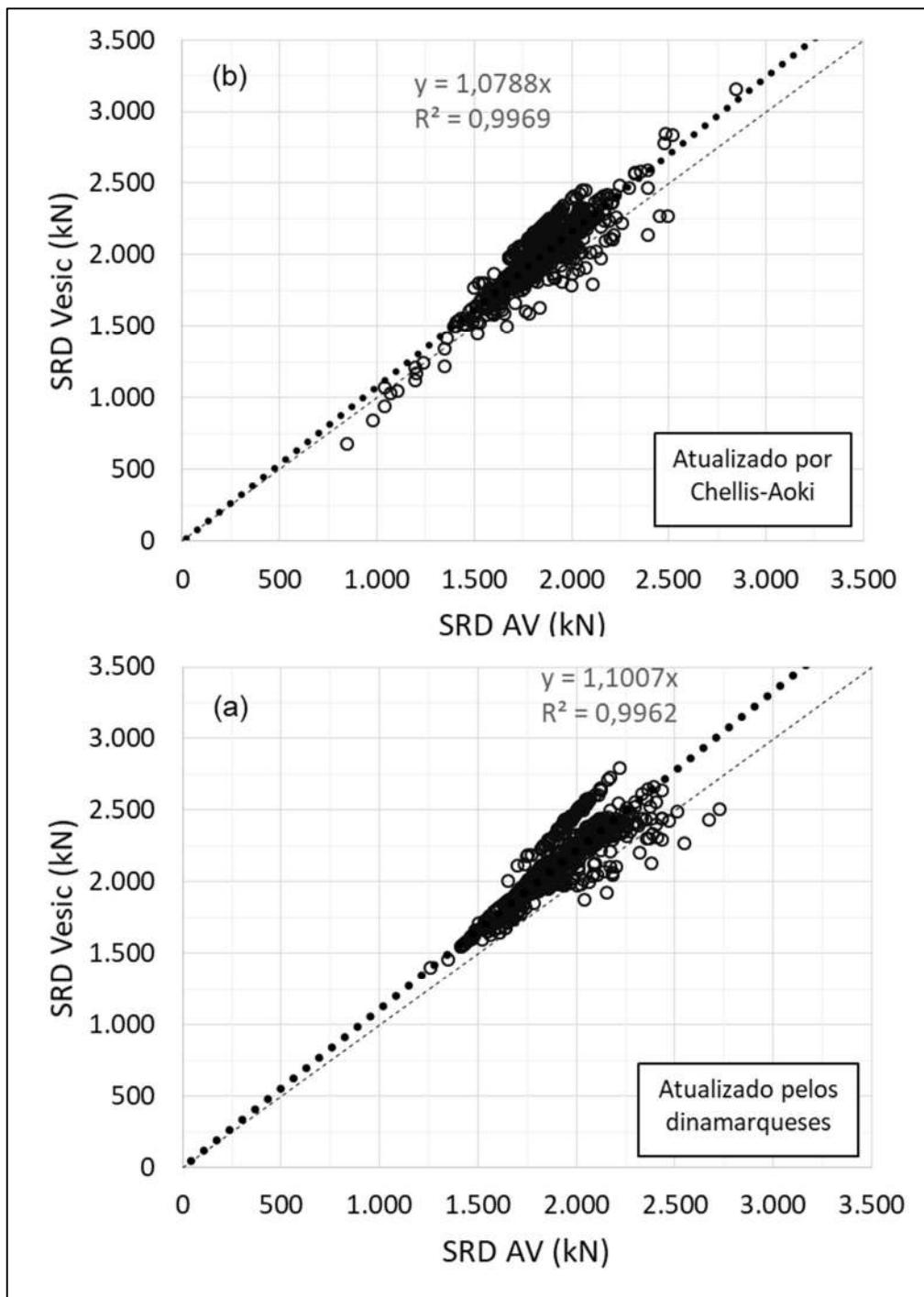


Figura 4.13 Comparaçao dos valores esperados *a posteriori* de **SRD** pelos dois métodos de cálculo (Aoki-Velloso e Vesic), atualizados por: (a) fórmula dos dinamarqueses; e (b) fórmula de Chellis-Aoki.

4.4 COMPARAÇÕES COM AS PROVAS DE CARGA

Ao todo foram executados 9 ensaios de carregamento dinâmico e 2 provas de carga estáticas de carregamento lento. Os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico estão apresentados na tabela 4.9. A estaca E-148, ensaiada dinamicamente, apresentou fator de integridade β de 80%, indicando variação significativa de impedância a uma profundidade de 3,8 m, além de resultados completamente diferentes das demais estacas. Suspeita-se que houve algum problema durante o ensaio ou instalação e seu resultado não foi considerado nas análises. A capacidade de carga dos ensaios dinâmicos foi interpretada com a metodologia CAPWAP (RAUSCHE ET AL., 1972).

Tabela 4.9 – Ensaios de carregamento dinâmico

Estaca	Compr. Cravado (m)	Nega (mm/10 golpes)	Energia Transferida (kJ)	Resistência de Ponta (%)	Capacidade (CAPWAP) (kN)
113	17.4	5	38.2	21.0	2,850
114	16.4	10	46.3	27.4	2,790
115	16.4	5	43.0	26.7	2,770
116	16.1	5	38.7	28.8	2,950
148*	17.4	20	23.1	7.4	1,450
156	17.9	10	22.6	15.4	2,530
240	18.8	1	29.8	16.9	2,400
260	17.6	1	28.8	14.0	2,320
265	17.7	9	25.6	8.8	2,310

Nota: * Estaca danificada durante o ensaio. Resultado não considerado

A capacidade de carga convencional das provas de carga estáticas foi obtida por meio da extrapolação das curvas carga x recalque segundo os métodos de VAN DE VEEN (1953) e da NBR 6122 (ABNT. 2010), sem a consideração do ponto de 24h. A norma determina que para os ensaios em que não ocorreu a ruptura nítida da estaca, caso verificado nos ensaios da obra, pode-se extrapolar a curva carga x recalque e a carga de ruptura convencional será aquela correspondente a um recalque determinado pela equação 4.16.

$$\Delta r = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (4.16)$$

Onde:

Δr = recalque da ruptura convencional;

P = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca (estrutural);

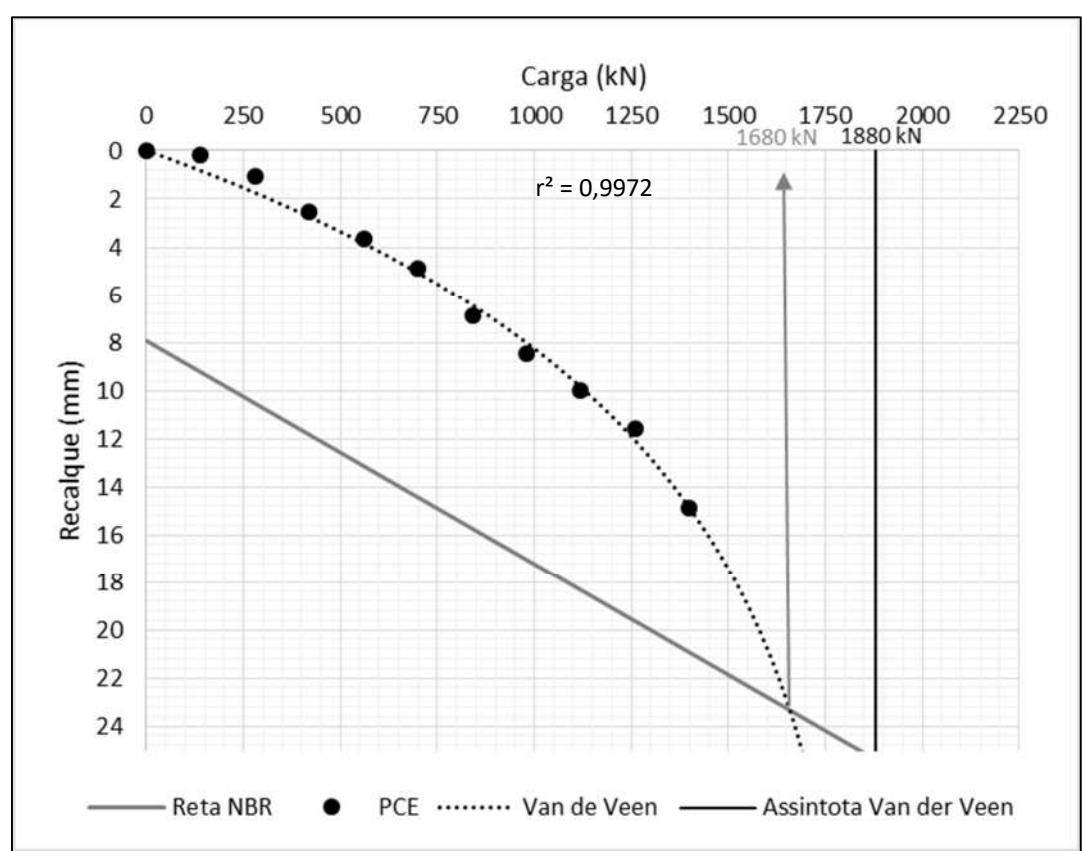
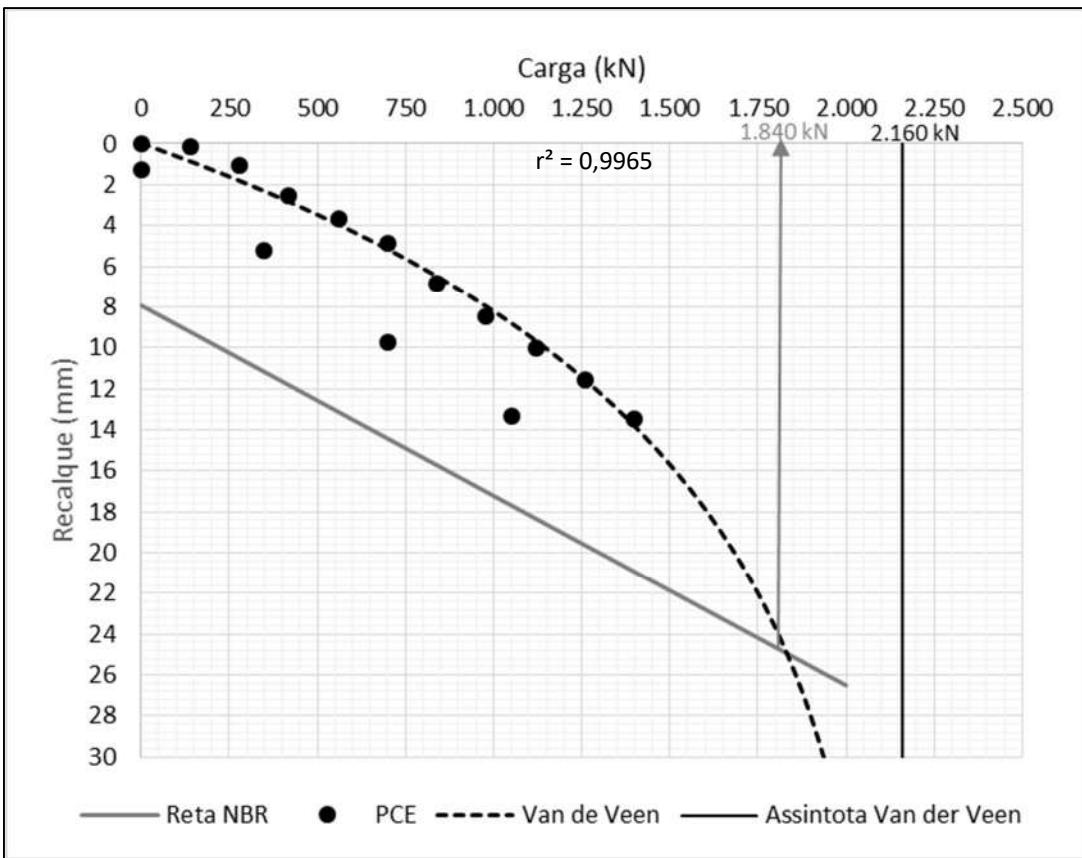
E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo equivalente à área da estaca.

O valor de **D** foi considerado tomando-se a área embuchada da estaca **A_e** através da equação 4.17.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_e}{\pi}} \quad (4.17)$$

As figuras 4.14 e 4.16 representam as curvas carga x recalque de cada uma das estacas onde são também apresentados os resultados da capacidade de carga convencional por ambos os métodos (VAN DER VEEN, 1953 e NBR 6122, 2010). As figuras 4.15 e 4.17 mostram os resultados quando considerado o ponto de 24 horas. Para a comparação dos resultados das provas de carga com as estimativas obtidas *a priori* e *a posteriori* foi considerado apenas o método de VAN DER VEEN (1953), visto que para aplicação do método da NBR em estacas em que não houve ruptura nítida é necessário extrapolar a curva carga x recalque, o que foi feito pelo próprio método de VAN DER VEEN (1953). Portanto, utilizou-se o resultado já do próprio método de extração. A tabela 4.10 apresenta os resultados das provas de carga estáticas. Como pode ser visto na figura 4.15, a carga máxima alcançada pelo ensaio para a estaca E – 106 foi muito pequena, estando todos os pontos do ensaio sobre o trecho reto da curva. Para este cenário, a extração pelo método de VAN DER VEEN (1953) não se aplica e os resultados obtidos ficaram muito fora do esperado. Assim, não serão considerados os resultados extrapolados para a estaca E-106.



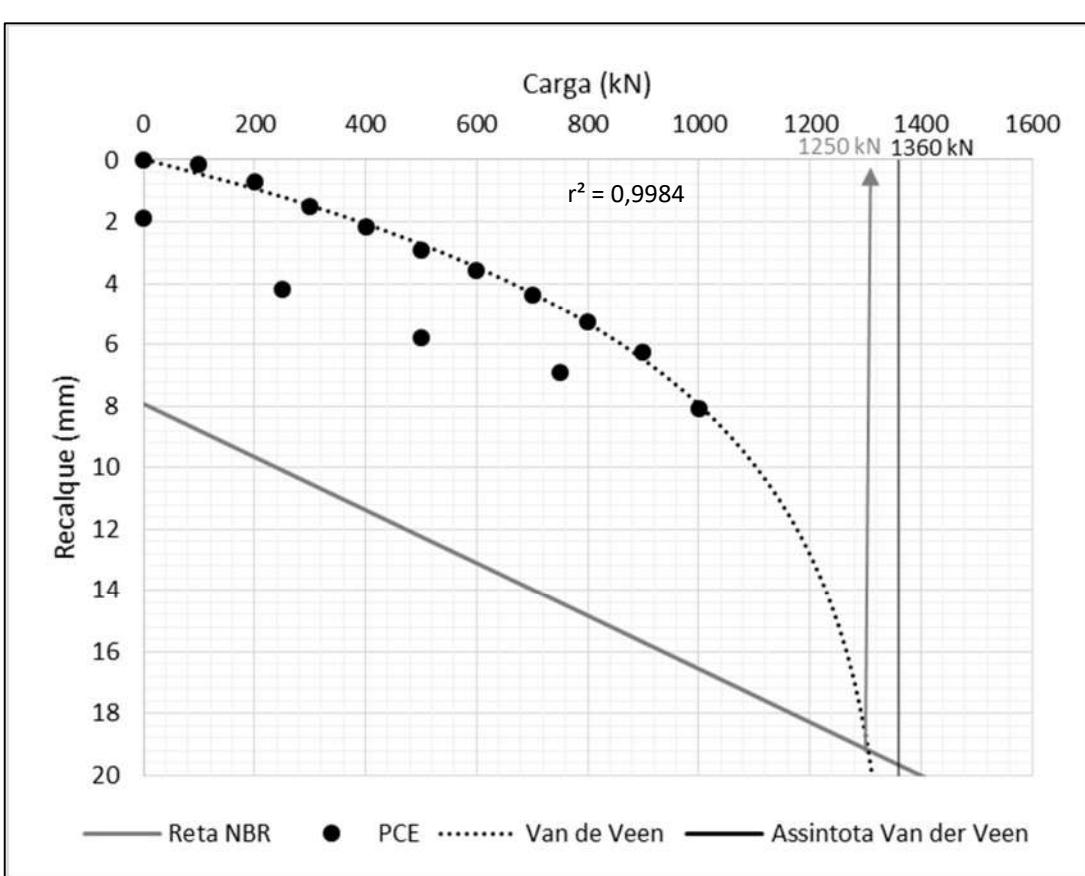
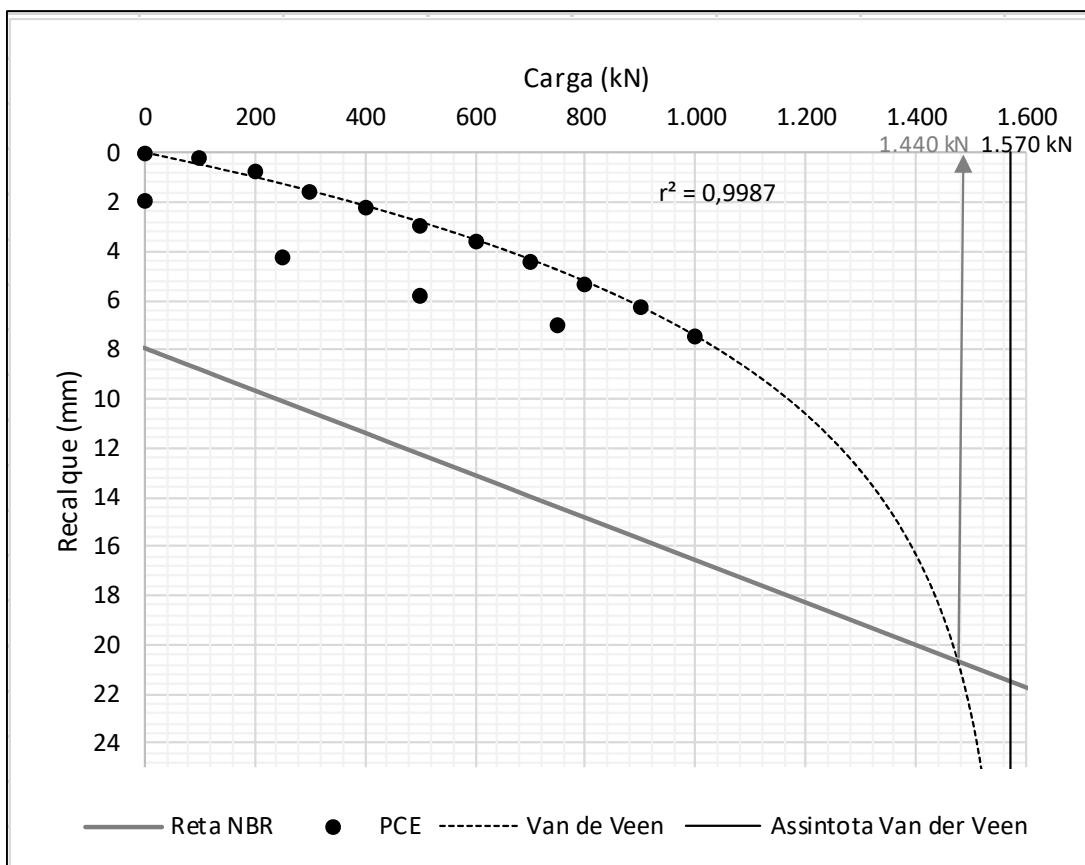


Tabela 4.10 – Provas de carga estáticas (sem ponto de 24 horas)

Estaca	Compr. Cravado (m)	Carga Máx. (kN)	Desloc. Máx. (mm)	Desloc. Permanente (mm)	Capac. Extrapolada (Van der Veen) (kN)	Capac. Convencional NBR 6122
172	16,9	1.400	14,87	1,25	2.160	1.840
106	15,7	1.000	8,09	1,91	1.570*	1.440*

Nota: * Resultado não considerado nas análises.

As estimativas de capacidade de carga *a priori* e *a posteriori* são então comparadas com os resultados das provas de carga (8 ensaios de carregamento dinâmico e 1 prova de carga estática). Nas figuras 4.18 e 4.19 as estimativas de capacidade de carga *a priori* e *a posteriori* são apresentadas para o método de VESIC (1977) e AOKI E VELLOSO (1975) respectivamente. No eixo vertical são apresentados os resultados dos métodos de cálculo enquanto que no eixo das abscissas são representados os valores obtidos das provas de carga. Para cada estaca ensaiada são apresentados três valores de capacidade de carga no eixo vertical, referentes ao valor médio, ou valor esperado (ponto central de cada série), valor médio menos desvio padrão e valor médio mais desvio padrão.

A figura 4.18a é referente às estimativas *a priori* pelo método de VESIC (1977) enquanto que as figuras 4.18b e 4.18c são referentes ao mesmo método, mas atualizadas respectivamente pelas fórmulas dinâmicas de Chellis-Aoki e dos dinamarqueses. As figuras 4.18b e 4.18c mostram a clara diminuição das incertezas observadas pela diminuição da dispersão dos resultados para cada estaca. A comparação da figura 4.18a com as figuras 4.18b e 4.18c demonstra a eficiência da atualização Bayesiana na estimativa da capacidade de carga dentro de uma estreita faixa de valores e na aproximação dos valores esperados aos resultados das provas de carga. Para todas as estacas das figuras 4.18a e b, a capacidade de carga medida nas provas de carga foi maior que as estimadas *a posteriori*. Como as provas de carga e ensaios de carregamento dinâmicos foram executados meses depois da cravação das estacas, mínimo de 190 dias após o final de cravação, a maior capacidade de carga observada nos ensaios pode ser atribuída a efeitos de ganho de resistência com o tempo (*set-up*), que será discutido no próximo capítulo.

A figura 4.19a é referente as estimativas *a priori* pelo método de AOKI E VELLOSO (1975) enquanto que as figuras 4.19b e 4.19c são referentes ao mesmo método, mas atualizadas respectivamente pelas fórmulas dinâmicas de Chellis-Aoki e dos

dinamarqueses. Os resultados foram muito semelhantes aos observados para o método de VESIC (1977) na figura 4.18. Houve uma redução significativa na variabilidade das previsões e após a atualização, os valores esperados tornaram-se mais próximos dos resultados das provas de carga.

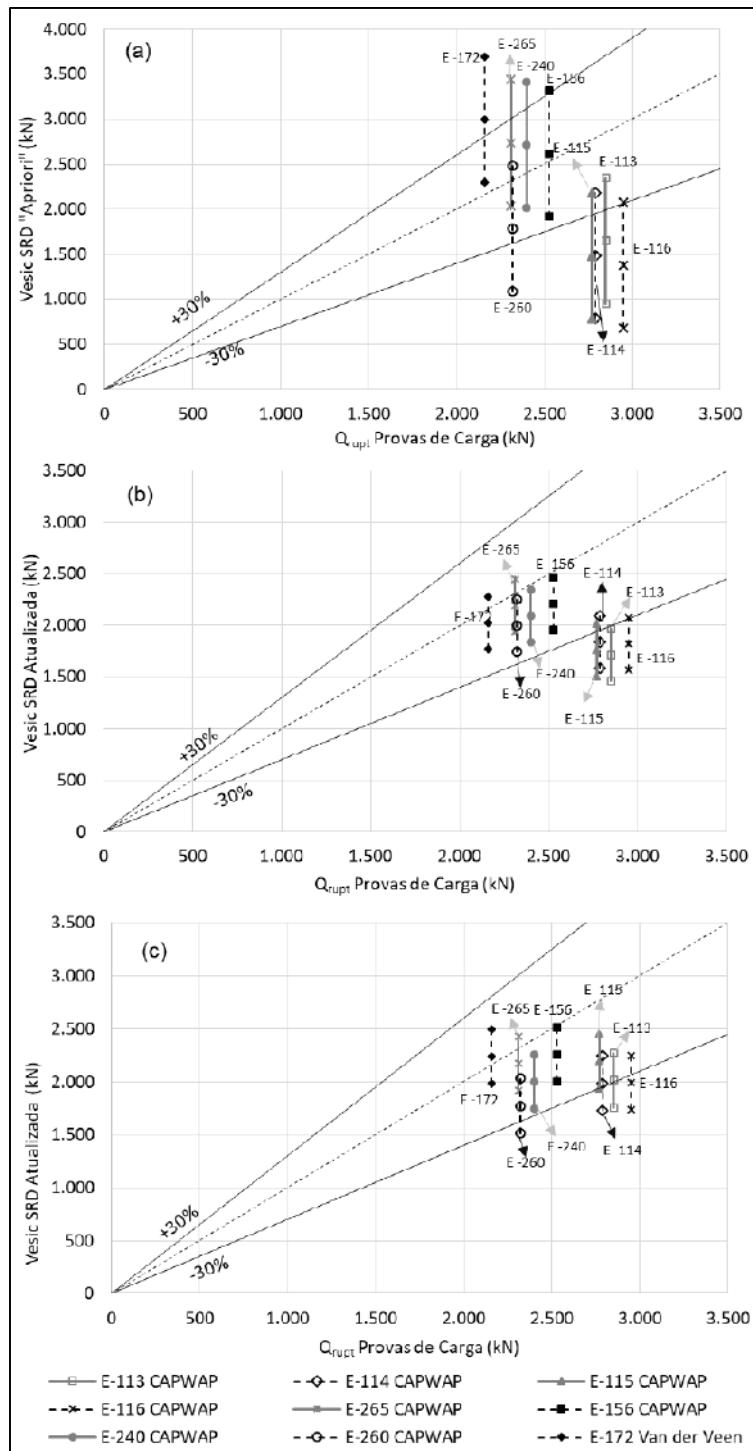


Figura 4.18 Comparação entre estimativas de **SRD** pelo método de VESIC (1977) com resultados das provas de carga: (a) *a priori*; (b) *a posteriori* atualizada por Chellis-Aoki; e (c) *a posteriori* atualizada pelos dinamarqueses.

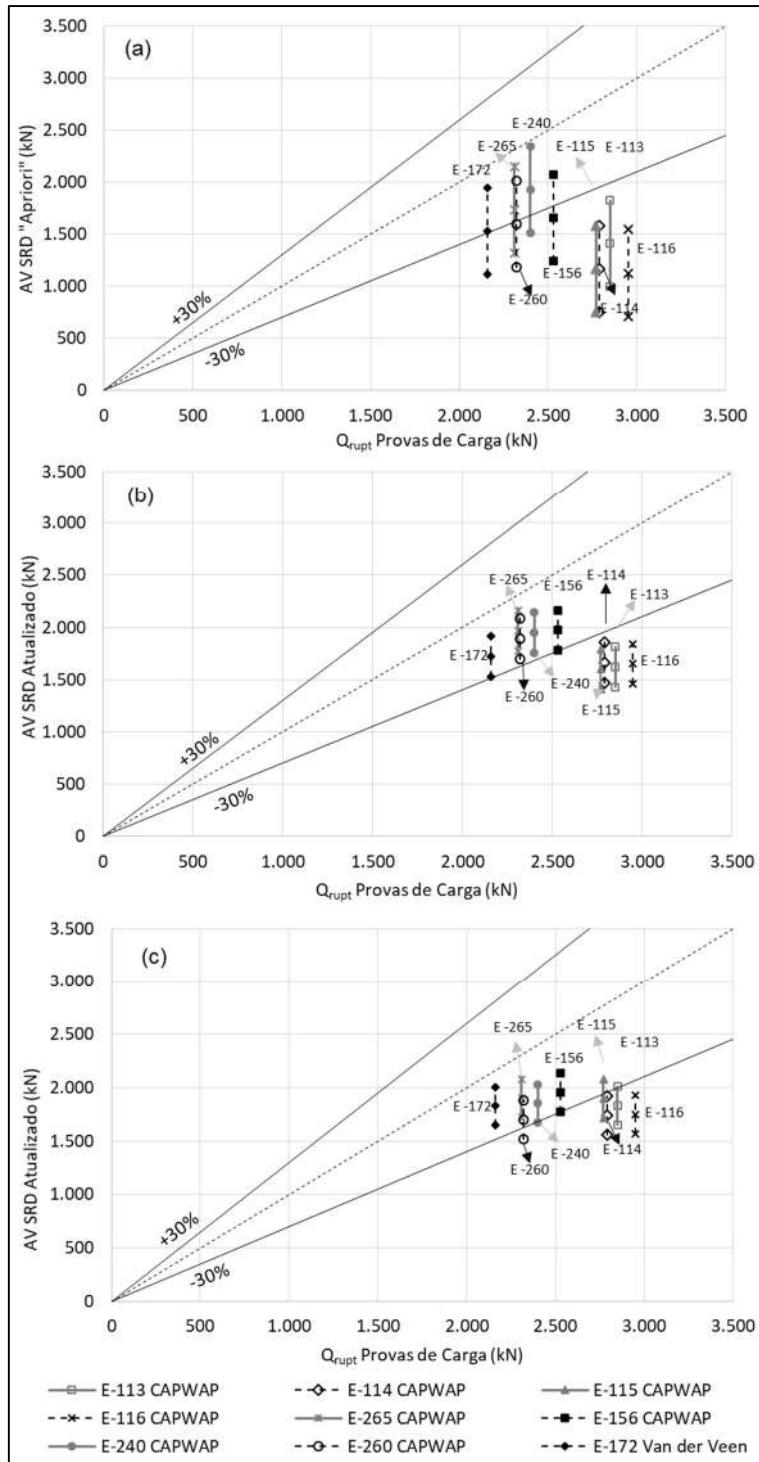


Figura 4.19 Comparação entre estimativas de **SRD** pelo método de AOKI E VELLOSO (1975) com resultados das provas de carga: (a) *a priori*; (b) *a posteriori* atualizada por Chellis-Aoki; e (c) *a posteriori* atualizada pelos dinamarqueses.

A redução das incertezas para as estimativas *a posteriori* podem ser interpretadas em termos do coeficiente de variação (COV). A tabela 4.11 mostra a distribuição estatística do banco de dados para todas as funções de distribuição apresentando os valores esperados (médias), desvios padrão e coeficientes de variação referentes às 645 estacas e

8 ensaios de carregamento dinâmico. Percebe-se uma significante diminuição na variabilidade das previsões devido à atualização Bayesiana. As estimativas *a priori* utilizando os métodos de Aoki-Velloso e Vesic tiveram coeficientes de variação de 0,27 e 0,31 respectivamente. As funções de verossimilhança (fórmulas dinâmicas), por sua vez, resultaram em menor variabilidade, com coeficientes de variação de 0,18 e 0,17 para as fórmulas dos dinamarqueses e Chellis-Aoki, respectivamente. Após a atualização Bayesiana os coeficientes de variação caíram para 0,12 e 0,11 para o método de Aoki-Velloso, atualizado pelas funções de verossimilhança dos dinamarqueses e Chellis-Aoki respectivamente. Já para o método de Vesic, os coeficientes de variação caíram para 0,12 e 0,13 quando atualizados pelas funções de verossimilhança dos dinamarqueses e Chellis-Aoki, respectivamente. O coeficiente de variação dos ensaios de carregamento dinâmico foi de 0,09. Dessa forma, percebe-se que a atualização Bayesiana foi bastante efetiva na redução das incertezas das estimativas de capacidade de carga, aumentando significativamente a confiabilidade das previsões e reduzindo as incertezas a valores muito próximos aos obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico.

Tabela 4.11 – Distribuição estatística do banco de dados

Método	Q_{rupt} Valor Esperado (kN)	Desvio Padrão (kN)	COV
<i>A priori</i> ¹			
AV	1.665	448	0,27
Vesic	2.262	701	0,31
Verossimilhança ¹			
Chellis-Aoki	1.909	318	0,17
Dinamarqueses	2.072	371	0,18
<i>A posteriori</i> (Chellis-Aoki) ¹			
AV	1.830	210	0,11
Vesic	1.974	254	0,13
<i>A posteriori</i> (Dinamarqueses) ¹			
AV	1.922	223	0,12
Vesic	2.136	257	0,12
Ensaios Dinâmicos ²			
CAPWAP	2.615	239	0,09

Nota: ¹ 645 estacas; ² 8 estacas.

As figuras 4.20 e 4.21 resumem o procedimento da atualização Bayesiana aplicado nesta pesquisa para os métodos de VESIC (1977) e AOKI E VELLOSO (1975), respectivamente. A figura 4.20a mostra três distribuições estatísticas: *a priori* (método de Vesic); verossimilhança (fórmula dos dinamarqueses); e *a posteriori* (Vesic atualizado pela fórmula dos dinamarqueses). A figura 4.20b também mostra três curvas de

distribuição: *a priori* (método de Vesic); verossimilhança (fórmula de Chellis-Aoki); e *a posteriori* (Vesic atualizado pela fórmula de Chellis-Aoki). A figura 4.21 é referente ao método de Aoki-Velloso, seguindo a mesma sequência da figura anterior quanto às funções de verossimilhança apresentadas e utilizadas na atualização.

Para ambas as figuras, o formato mais achatado das curvas *a priori* é atribuído às incertezas que vão desde as limitações dos métodos de cálculo, a variação espacial do solo e variabilidade proveniente dos ensaios SPT. Ambas as funções de verossimilhança são mais estreitas, devido às menores incertezas, e consequentemente menores variâncias. As distribuições *a posteriori* são ainda mais estreitas, mostrando menores variâncias, devido a ainda menores incertezas. Como esperado, os valores médios de capacidade de carga *a posteriori* ficaram entre os valores médios das estimativas *a priori* e da função de verossimilhança, estando mais próximos da função de verossimilhança devido às menores variâncias dessas funções em relação às estimativas *a priori*. As figuras 4.20 e 4.21 são as reais representações da figura 2.8 e mostram o real funcionamento da ferramenta aplicada. Faz-se a ressalva de que são apresentadas as figuras referentes ao estaqueamento como um todo, podendo ser feitas também análises de forma individual para cada estaca, visto que se tem os valores médios e variâncias individuais de cada estaca para cada método, os quais compuseram o banco de dados e deram origem aos resultados globais apresentados.

A tabela 4.12 resume os resultados de capacidade de carga para todas as estacas ensaiadas por todos os métodos de análise aplicados neste trabalho. Observa-se que em geral os valores *a posteriori*, atualizados, estão mais próximos dos resultados dos ensaios dinâmicos do que os *a priori*. Mesmo após a atualização, os resultados continuam sendo conservadores em comparação com os ensaios de carregamento dinâmico, possivelmente devido ao ganho de resistência com o tempo (*set-up*) entre a cravação e os ensaios. As estimativas pelos métodos dinâmicos, principalmente para o momento da recravação (RE), são muito próximas dos resultados dos ensaios dinâmicos. Esses resultados mostram a potencialidade da ferramenta utilizada e indicam a boa concordância dos resultados *a posteriori*, pelas fórmulas dinâmicas e provas de carga.

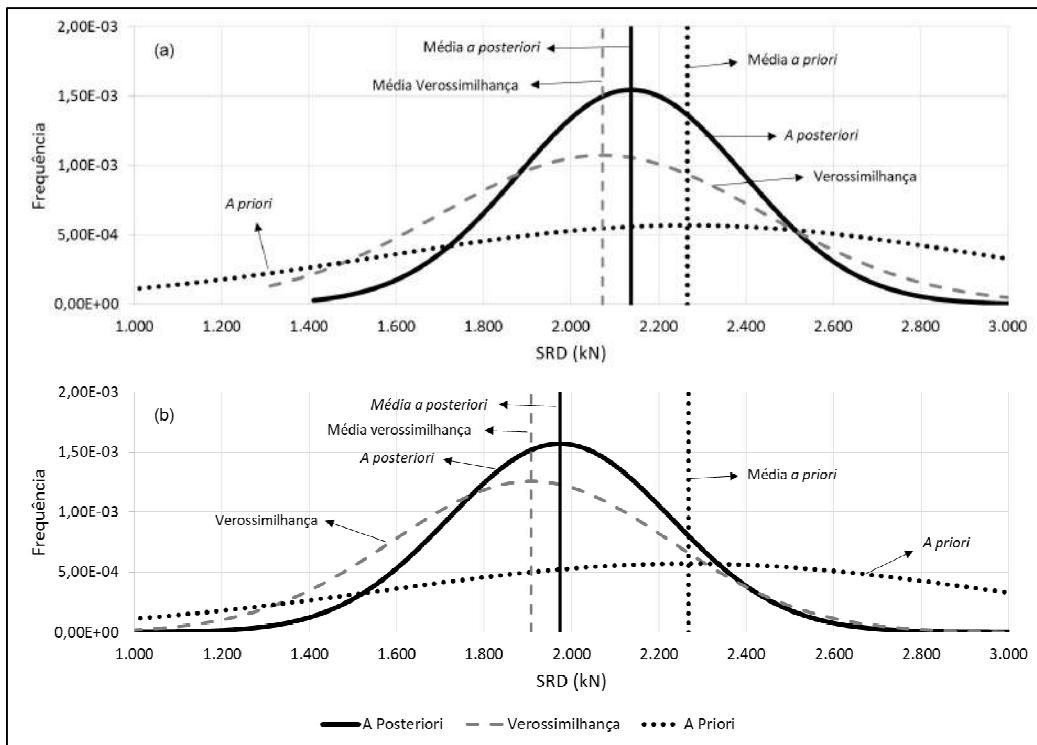


Figura 4.20 Comparação entre distribuições de frequência de ***SRD a priori***, da função de verossimilhança e *a posteriori* pelo método de VESIC (1977):

(a) fórmula dos dinamarqueses como função de verossimilhança; e (b) fórmula de Chellis-Aoki como função de verossimilhança.

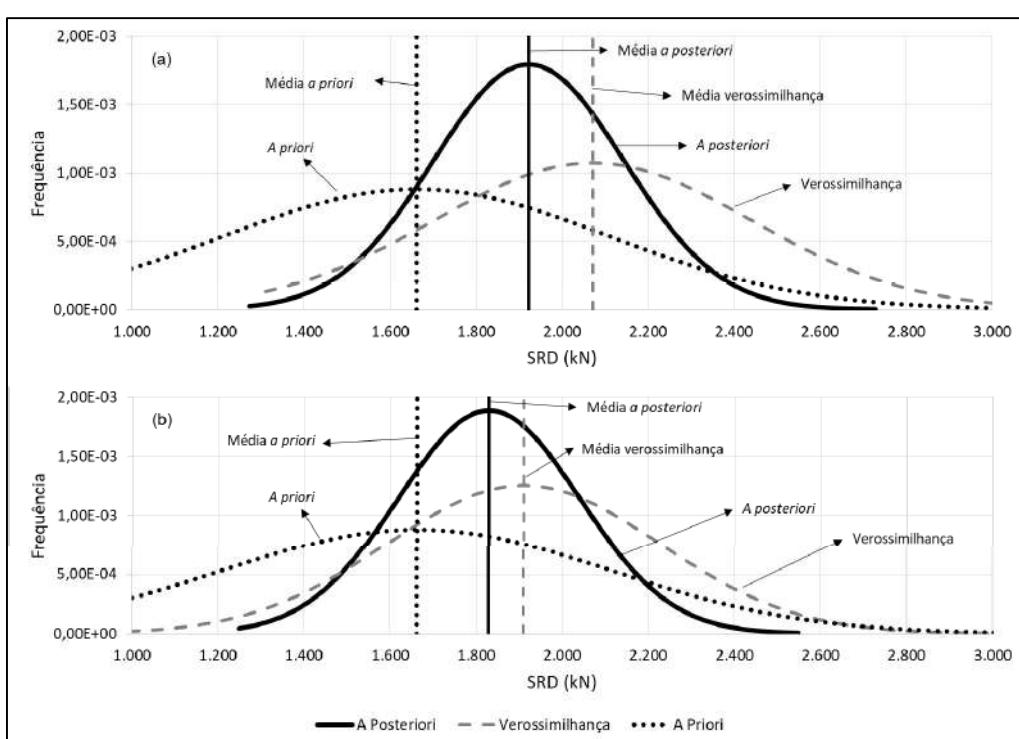


Figura 4.21 Comparação entre distribuições de frequência de ***SRD a priori***, da função de verossimilhança e *a posteriori* pelo método de AOKI E VELLOSO (1975): (a) fórmula dos dinamarqueses como função de verossimilhança; e (b) fórmula de Chellis-Aoki como função de verossimilhança.

Tabela 4.12 – Resumo das capacidades de carga

Método	Método de Cálculo	Decantador Primário 02					Digester Lodos 01			Digester Lodos 02		
		E-106	E-113	E-114	E-115	E-116	E-148	E-172	E-265	E-156	E-240	E-260
Estáticos	AV	1.400	1.411	1.167	1.167	1.128	1.657	1.529	1.737	1.660	1.933	1.596
	Vesic	1.632	1.649	1.486	1.486	1.378	3.447	2.996	2.737	2.619	2.716	1.786
Dinâmicos (EOD)	CA	2.175	1.725	1.907	1.814	1.909	2.070	1.823	2.077	2.126	1.960	2.037
	Dinamarqueses	2.485	2.116	2.128	2.390	2.165	2.274	2.028	2.014	2.152	1.800	1.769
Atualiz. CA	GRLWEAP	-	2.087	2.120	2.333	2.163	-	-	1.992	2.126	1.732	1.763
	AV	1.919	1.621	1.663	1.600	1.651	1.934	1.726	1.965	1.972	1.951	1.891
Atualiz. Dinamarqueses	Vesic	2.082	1.712	1.836	1.758	1.819	2.305	2.023	2.190	2.210	2.089	1.994
	AV	2.048	1.832	1.741	1.897	1.747	2.026	1.827	1.902	1.954	1.853	1.699
Dinâmicos (RE)	Vesic	2.298	2.013	1.987	2.192	1.992	2.531	2.240	2.172	2.255	2.001	1.772
	CA	-	2.359	2.853	2.908	2.582	2.015	-	1.995	1.715	2.272	2.400
ECD	Dinamarqueses	-	2.736	2.901	2.777	2.700	1.780	-	2.045	1.887	2.364	2.324
	GRLWEAP	-	2.704	2.833	2.805	2.705	-	-	2.031	2.106	2.414	2.403
PCE	CAPWAP	-	2.850	2.790	2.770	2.950	1.450*	-	2.310	2.530	2.400	2.320
	Van Der Veen	1.570*	-	-	-	-	-	2.160	-	-	-	-
	NBR 6122	1.440*	-	-	-	-	-	1.840	-	-	-	-

Nota: AV = Aoki e Veloso; CA = Chellis-Aoki; EOD = Final de Cravação (*End of Driving*); RE = Recravação (*Redriving*); ECD = Ensaio de Carregamento Dinâmico; PCE = Prova de Carga Estática; * resultados desconsiderados nas análises.

A figura 4.22 ilustra os dados apresentados na tabela 4.12, com exceção das estacas E-106 e E-148 cujos resultados das provas de carga foram desconsiderados, como discutido anteriormente. As barras amarelas são referentes às previsões de capacidade de carga pelos métodos de cálculo estáticos. As barras verdes referem-se às estimativas pelos métodos dinâmicos ao final da cravação (EOD – *End of Driving*). As barras azuis representam as estimativas atualizadas, *a posteriori*. As barras cinzas são referentes às estimativas pelos métodos dinâmicos para o momento da recravação (RE - *Redriving*). As barras pretas são os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico ou prova de carga estática, para a estaca E-176.

Percebe-se, mais uma vez, que as estimativas *a priori*, dos métodos dinâmicos ao final da cravação (EOD) e *a posteriori*, são conservadoras na comparação com os ensaios de carregamento dinâmicos e prova de carga estática. Como discutido anteriormente, isso é devido ao ganho de resistência com o tempo entre a cravação e a realização dos ensaios. Percebe-se também a grande concordância entre as previsões pelos métodos, dinâmicos no momento da recravação (RE), com os ensaios de carregamento dinâmico.

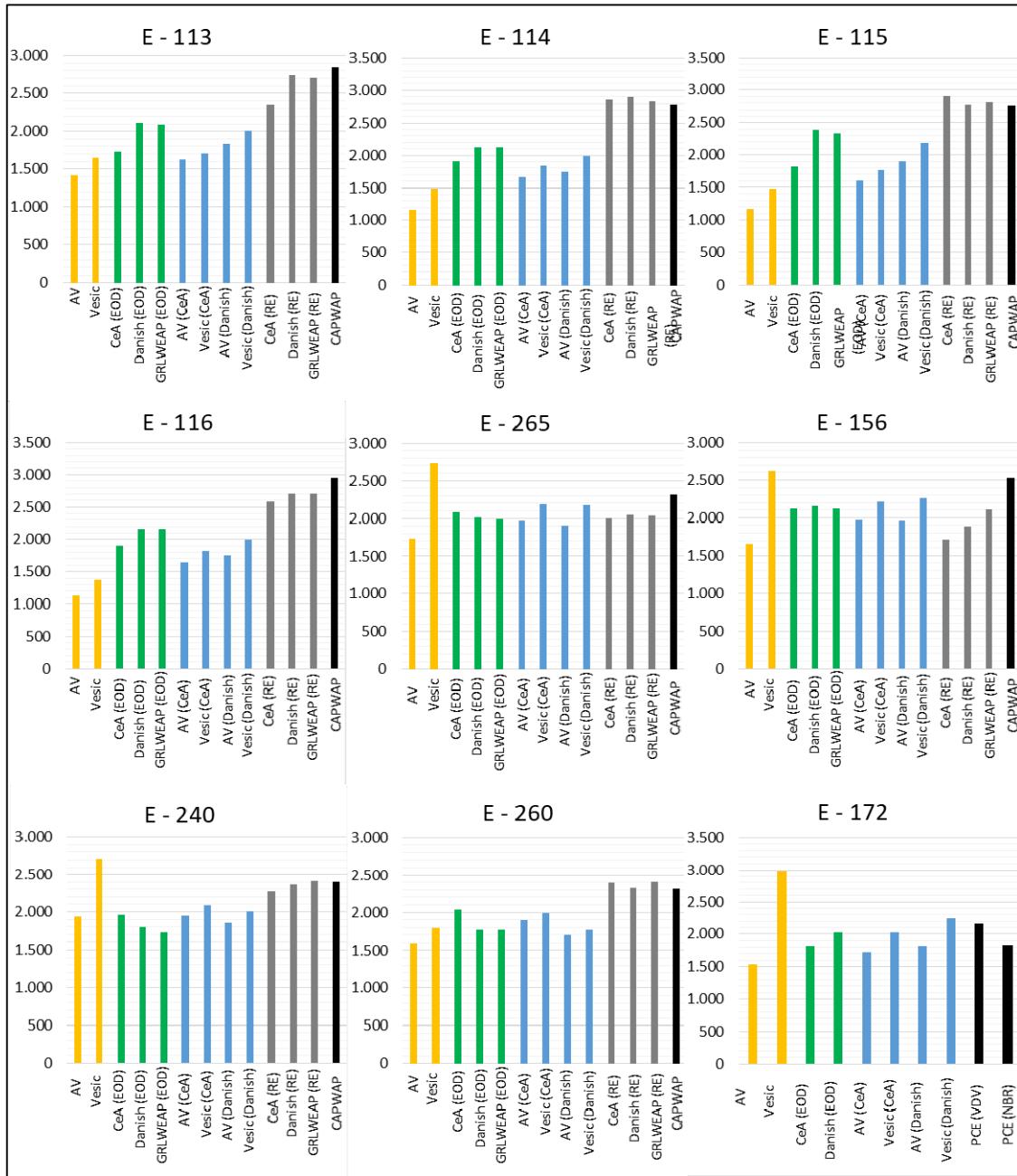


Figura 4.22 Resumo das capacidades de carga

4.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As variabilidades e incertezas envolvidas nas previsões *a priori* foram modeladas por meio das distribuições estatísticas dos valores de NsPT com a profundidade. As estimativas pelo método de Vesic resultaram em capacidades de carga *a priori* cerca de 37% superiores àquelas calculadas pelo método de Aoki-Velloso para os parâmetros e considerações da presente pesquisa. Os coeficientes de variação de ambas as distribuições *a priori* foram elevados, 0,27 e 0,31, respectivamente para os métodos de Aoki-Velloso e Vesic.

Duas fórmulas dinâmicas foram utilizadas para obtenção da função de verossimilhança. A primeira é a conhecida fórmula dos dinamarqueses (SORENSEN E HANSEN, 1957) em que a principal fonte de incertezas das previsões foi modelada por meio das eficiências do martelo de cravação. A segunda é a chamada de Chellis-Aoki (CHELLIS, 1951; e AOKI, 1989), em que as incertezas foram consideradas através do parâmetro α , referente à distribuição de cargas entre atrito lateral e ponta. Os resultados obtidos por cada uma das fórmulas dinâmicas foram comparados com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico e estimativas por meio da utilização da equação da onda (programa GRLWEAP) para as 8 estacas em que os ensaios dinâmicos foram realizados. Percebeu-se uma excelente concordância entre todos os métodos e os resultados dos ensaios dinâmicos, o que corroborou a aplicação das fórmulas para o restante do estaqueamento. Ambas as fórmulas apresentaram coeficientes de variação significativamente menores, levando em conta as informações específicas da cravação e do subsolo para cada estaca. Os valores de COV foram de 0,17 e 0,18, respectivamente para as fórmulas dos dinamarqueses e de Chellis-Aoki.

As previsões *a posteriori* indicaram significativa redução nas incertezas. A comparação entre as previsões *a posteriori* dos métodos de Vesic e Aoki-Velloso mostrou que a atualização praticamente eliminou as incertezas e diferenças entre os métodos de cálculo observadas nas previsões *a priori*. A capacidade de carga foi cerca de 7,9 e 10% superior para o método de Vesic quando a atualização foi feita respectivamente pelas funções de Chellis-Aoki e dos dinamarqueses. A atualização Bayesiana fez com que os valores esperados *a posteriori* se aproximasse dos valores medidos nas provas de carga e ensaios de carregamento dinâmico. Os coeficientes de variação sofreram significativa redução, chegando a valores de 0,11 e 0,12, para o método de Aoki-Velloso atualizado

por Chellis-Aoki e pelos dinamarqueses respectivamente. Valores de **COV** para o método de Vesic caíram para 0,13 e 0,12 quando atualizados por Chellis-Aoki e pelos dinamarqueses, respectivamente. A comparação das curvas de distribuição de frequências das funções *a priori*, verossimilhança e *a posteriori* mostram o bom funcionamento da ferramenta utilizada, com valor esperado *a posteriori* entre as médias das funções *a priori* e de verossimilhança e mais próximas da média da verossimilhança devido a menor variância dessa função.

Um resumo de todas as previsões por todos os métodos de cálculo utilizados foi apresentado para as 11 estacas que foram ensaiadas, estática ou dinamicamente. Observou-se que em geral os valores *a posteriori* foram mais próximos dos resultados dos ensaios dinâmicos do que os *a priori*. As estimativas pelos métodos dinâmicos, principalmente para o momento da recravação (RE), foram muito próximas dos resultados dos ensaios dinâmicos. Esses resultados mostram a potencialidade da ferramenta utilizada e indicam a boa concordância dos resultados *a posteriori*, pelas fórmulas dinâmicas e provas de carga.

5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O GANHO DE RESISTÊNCIA COM O TEMPO (*SET-UP*) E EMBUCHAMENTO

Embora não seja o objetivo principal do trabalho, os efeitos de ganho de resistência com o tempo (*set-up*) e a ocorrência ou não do embuchamento das estacas foram também analisados. O autor não teve a pretensão de fazer um estudo muito detalhado destes assuntos, dada a complexidade dos mesmos, e que demandaria uma pesquisa mais específica, mas sim relatar e analisar os efeitos observados. Devido ao tempo decorrido entre a cravação das estacas e a execução dos ensaios de carregamento dinâmico, foi possível observar efeitos de *set-up* utilizando diferentes abordagens. A comparação das tensões observadas nos ensaios de carregamento dinâmicos com aquelas obtidas pelos métodos de cálculo permitiu a análise da condição de embuchamento das estacas.

5.1 GANHO DE RESISTÊNCIA COM TEMPO APÓS A CRAVAÇÃO (*SET-UP*)

5.1.1 Revisão Bibliográfica

O ganho de capacidade de carga com o tempo de estacas cravadas vem sendo reportado pela engenharia de fundações há muito tempo. Esse efeito, todavia, depende do tipo de solo no qual a estaca é cravada. Segundo RANDOLPH ET AL. (1979), o solo ao redor da estaca é significativamente perturbado e amolgado devido a sua instalação, além dos excessos de poropressão gerados. Para o caso de argilas, os referidos autores relatam que o processo de dissipaçāo das poropressões pode demorar meses, dependendo do diâmetro da estaca e do coeficiente de adensamento do solo.

Uma experiência da **COPPE** foi a tese de DIAS (1988), que cravou uma estaca instrumentada de 8", cerca de 6 m nas argilas do Sarapuí, e observou as variações de tensões radiais e dissipaçāo das poropressões na ponta e no fuste da estaca. Os resultados mostraram que praticamente 90% dos excessos de poropressão gerados na cravação foram dissipados em 2 dias, junto à ponta, e em 15 dias, junto ao fuste. Faz-se a ressalva

de que a estaca pode ser considerada de pequeno diâmetro, se comparada às estacas da prática *offshore*.

Em areias, essa dissipação pode ocorrer em horas, podendo-se dizer, de forma simplificada, que o *set-up* de longo prazo é devido a duas hipóteses apresentadas por SCHMERTMANN (1991) e CHOW ET AL. (1996):

- Efeitos de relaxação (*creep*) no solo ao redor da estaca, que leva a um aumento das tensões horizontais efetivas no fuste da estaca;
- Envelhecimento (*aging*), que leva a um aumento da rigidez e dilatância do solo.

O efeito de *set-up* afeta principalmente a resistência por atrito lateral. VESIC (1977) apresenta uma figura com diversos resultados do ganho de capacidade de carga com o tempo para estacas em argilas, mostrando que o máximo ganho de resistência pode ocorrer em períodos de até 200 dias após a cravação da estaca, como mostra a figura 5.1. Já para o caso de estacas em areia, JARDINE ET AL., (2006) apresentam resultados de diversos estudos de caso em que o *set-up* de longo prazo chegou até 150% e tempos após a cravação, em que houve ganhos de resistência superiores a 200 dias. A maior parte dos resultados, entretanto, indica ganhos entre 20% e 100%, em períodos de até 100 dias após a cravação, como pode ser visto na figura 5.2.

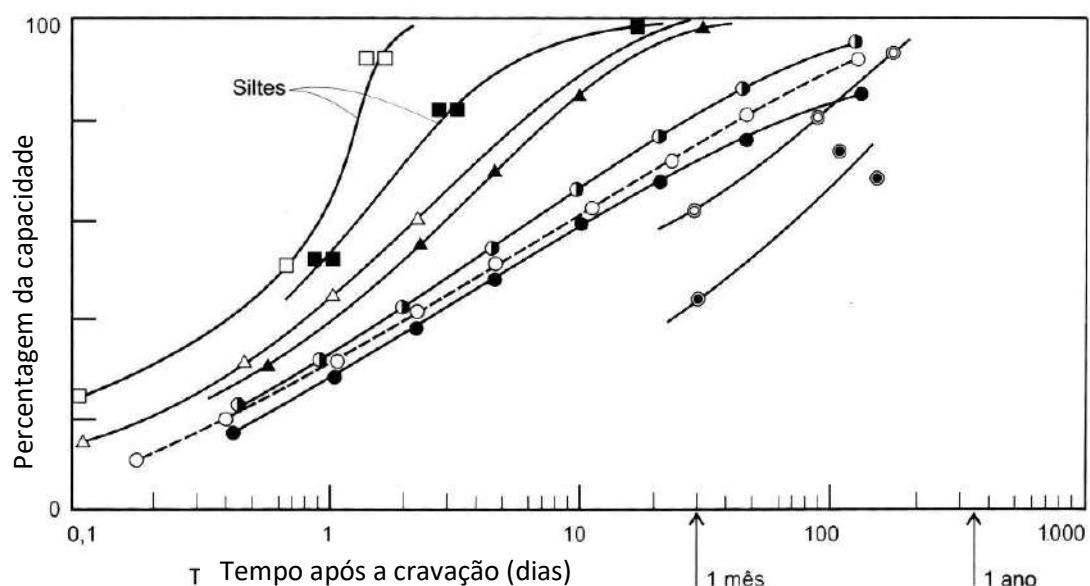


Figura 5.1 Resultados de *set-up* de longo prazo de estudos de caso em argilas
(Fonte: VESIC, 1977)

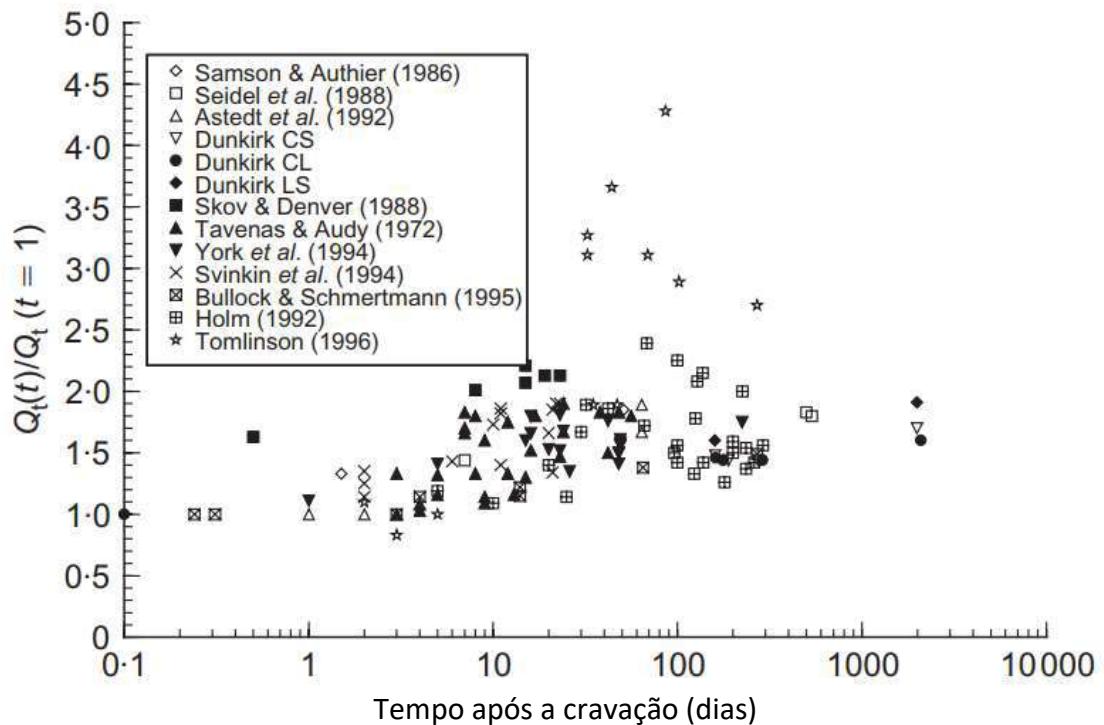


Figura 5.2 Resultados de *set-up* de longo prazo de estudos de caso em areias
(Fonte: JARDINE ET AL., 2006)

RAUSCHE ET AL. (2004) estudaram o efeito do ganho de resistência com o tempo em diversos tipos de solos, apresentando os resultados das faixas de *set-up* observados e o fator recomendado para uso em projetos por tipo de solo. Observa-se, na tabela 5.1, que para argilas o fator de *set-up* recomendado é de 2,0, enquanto para areias finas e siltosas o valor de 1,2 é indicado.

Tabela 5.1 – Fatores de *set-up*

Solo Predominante ao Longo do Fuste	Faixa de <i>set-up</i>	<i>Set-up</i> Recomendado	Nº de Casos (Percentual do Banco de Dados)
Argila	1,2 – 5,5	2,0	7(15%)
Silte – Argila	1,2 – 2,0	1,0	10(22%)
Silte	1,5 – 5,0	1,5	2(4%)
Areia – Argila	1,0 – 6,0	1,5	13(28%)
Areia – Silte	1,2 – 2,0	1,2	8(18%)
Areia Fina	1,2 – 2,0	1,2	2(4%)
Areia	0,8 – 2,0	1,0	3(7%)
Areia - Pedregulho	1,2 – 2,0	1,0	1(2%)

(Fonte: RAUSCHE ET AL., 2004)

5.1.2 Set-up Obtido de Estimativas *A Posteriori* e Provas de Carga

A comparação entre as estimativas *a posteriori* com as prova de carga e ensaios de carregamento dinâmicos já foram apresentadas no capítulo 4. Na figura 5.3 apresenta-se somente a comparação dos valores esperados *a posteriori* (médios) com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos e provas de carga estáticas. Percebe-se que tanto para o método de AOKI E VELLOSO (1975), atualizado pelas fórmulas dinâmicas de Chellis-Aoki e dos dinamarqueses, quanto para o método de VESIC (1977), também atualizado por ambas as fórmulas dinâmicas, as capacidades de carga são inferiores às medidas nos ensaios e provas de carga, indicando ganho de resistência com o tempo. Comparando-se os resultados das provas de carga com as estimativas *a posteriori* obteve-se ganhos de resistência médios, considerando a reta de melhor ajuste para caso, de:

- 42% para o método de Aoki-Velloso atualizado por Chellis-Aoki;
- 40% para o método de Aoki-Velloso atualizado pelos dinamarqueses
- 29% para o método de Vesic atualizado por Chellis-Aoki;
- 23% para o método de Vesic atualizado pelos dinamarqueses.

Na figura 5.3 apresenta-se as equações das retas de melhor ajuste para cada método, tendo sido omitida a representação gráfica das mesmas para não deixar a figura demasiadamente carregada.

A tabela 5.2 resume os fatores de *set-up* em que se considerou como a resistência de longo prazo aquelas obtidas nas provas de carga e as referentes ao momento da cravação como sendo aquelas obtidas *a posteriori* pelos métodos de cálculo. Observa-se desde relaxação para a estaca E-172, quando considerado o método de Vesic atualizado pela fórmula dos dinamarqueses, até valores altos, de 1,79 para a estaca E-116, quando considerado o método de Aoki-Velloso atualizado pela fórmula de Chellis-Aoki. De maneira geral, houve significativo ganho de resistência.

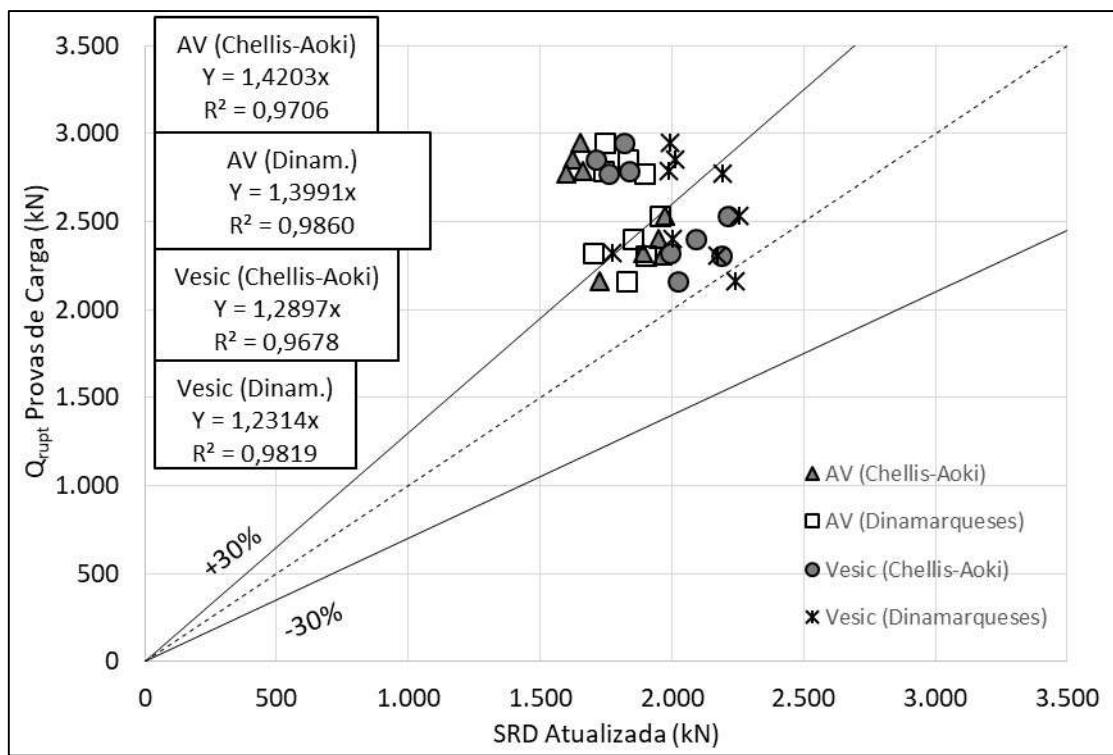


Figura 5.3 *Set-up* – Comparação entre estimativas *a posteriori* e provas de carga

Tabela 5.2 – Fatores de *set-up* para as estacas ensaiadas do banco de dados – Comparação entre estimativas *a posteriori* e provas de carga

Estaca	Tempo (dias)	$Q_{\text{provas de carga}}/Q_{\text{a posteriori}}$			
		AV (Chellis-Aoki)	AV (dinamarqueses)	Vesic (Chellis-Aoki)	Vesic (dinamarqueses)
E-113	233	1,76	1,56	1,66	1,42
E-114	234	1,68	1,60	1,52	1,40
E-115	234	1,73	1,46	1,58	1,26
E-116	234	1,79	1,69	1,62	1,48
E-172	190	1,25	1,18	1,07	0,96
E-265	211	1,18	1,21	1,05	1,06
E-156	203	1,28	1,29	1,14	1,12
E-240	204	1,23	1,30	1,15	1,20
E-260	205	1,23	1,37	1,16	1,31
Média	216	1,46	1,41	1,33	1,25

5.1.3 Set-up Obtido de Fórmulas Dinâmicas e Equação da Onda

Conforme descrito no capítulo 4, os resultados obtidos pelas fórmulas dinâmicas, programa **GRLWEAP** (equação da onda) e ensaios de carregamento dinâmicos foram muito semelhantes, mostrando a boa capacidade de previsão das fórmulas dinâmicas e do programa. Assim, foram comparadas as estimativas de capacidade de carga, feitas por cada um dos métodos, para o momento da cravação (EOD) com as do momento dos ensaios de carregamento dinâmicos. Para isso foram utilizados os mesmos procedimentos de cálculo, porém alimentados com informações de momentos diferentes, possibilitando assim estudar o ganho de resistência.

Espera-se que, com o tempo, haja ganho de resistência e, por consequência, aumento do repique e diminuição da nega. A figura 5.4 mostra os resultados dessa comparação para os três métodos utilizados. Levando-se em conta as retas de melhor ajuste de cada método, foram observados ganhos de resistência médios de:

- 20% utilizando a fórmula dinâmica de Chellis-Aoki;
- 17% utilizando a fórmula dinâmica dos dinamarqueses;
- 22% utilizando os resultados do programa GRLWEAP (equação da onda).

Na figura 5.4 apresenta-se as equações das retas de melhor ajuste para cada método, tendo sido omitida a representação gráfica das mesmas para não deixar a figura demasiadamente carregada.

A tabela 5.3 resume os fatores de *set-up* comparando as estimativas calculadas com os dados do final de cravação (EOD) e as calculadas com o dados dos ensaios de carregamento dinâmicos (RE). Observa-se, de maneira geral, ganhos significativos de resistência, chegando a fator de *set-up* de 1,60 para a estaca E-115, utilizando os cálculos feitos pela fórmula dinâmica de Chellis-Aoki. Em contrapartida, para as estacas E-265 e E-156, observou-se a ocorrência de relaxação.

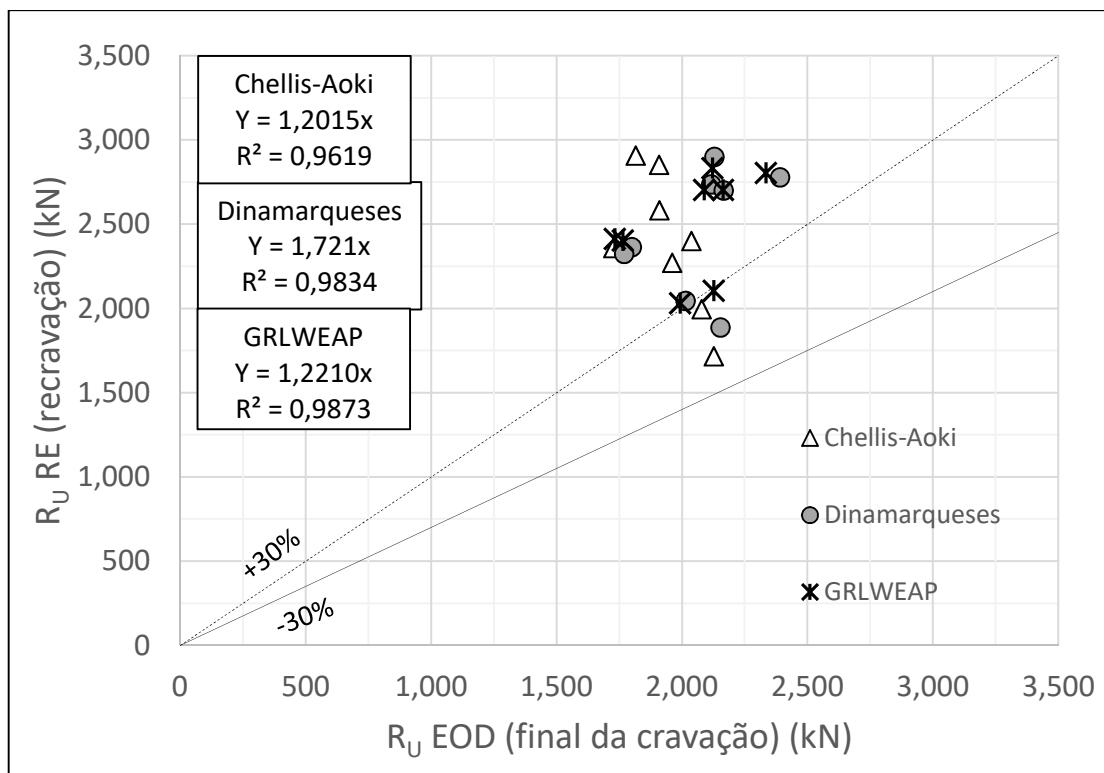


Figura 5.4 – Comparação entre estimativas EOD e recravação utilizando as fórmulas dinâmicas de Chellis-Aoki, dinamarqueses e programa GRLWEAP (equação da onda)

Tabela 5.3 – Fatores de *set-up* utilizando as fórmulas dinâmicas e equação da onda – RE/EOD

Estaca	Tempo (dias)	QRE/QEOD		
		Chellis-Aoki	Dinamarqueses	GRLWEAP
E-113	233	1,37	1,29	1,30
E-114	234	1,50	1,36	1,34
E-115	234	1,60	1,16	1,20
E-116	234	1,35	1,25	1,25
E-265	211	0,96	1,02	1,02
E-156	203	0,81	0,88	0,99
E-240	204	1,16	1,31	1,39
E-260	205	1,18	1,31	1,36
Média	220	1,24	1,20	1,23

Sabendo que a resistência à cravação oferecida pela camada argilosa mole foi sempre inferior a 2% da capacidade de carga calculada pelos diferentes métodos *a priori*, atribui-se o significativo ganho de resistência a efeitos de *set-up* nas camadas arenosas e arenosiltosas. Levando-se em conta todas as metodologias aplicadas para a estimativa do ganho de resistência, chegou-se a uma faixa de fator de *set-up* de 0,81 – 1,79, muito semelhante

a indicada por RAUSCHE ET AL. (2004) para areias e areias siltosas, apresentados anteriormente na tabela 5.1. O tempo decorrido entre as cravações e os ensaios de carregamento dinâmicos foi de 190 a 234 dias. Ao se comparar a faixa obtida de fatores de *set-up* com o tempo decorrido após a cravação, percebe-se que os resultados da presente pesquisa confirmam o que foi observado por JARDINE ET AL. (2006), mostrado anteriormente na figura 5.2. Com base nos resultados, pode-se dizer que os efeitos do ganho de resistência foram significativos e estão perfeitamente de acordo com a experiência internacional.

Embora já existam trabalhos que permitam considerar os efeitos do *set-up* em análises da confiabilidade de estacas (YANG E LIANG, 2006), seriam necessárias mais informações de ensaios de carregamento dinâmico e um estudo mais detalhado, para permitir a obtenção de uma distribuição estatística dos efeitos do *set-up* que permitisse a implementação deste tipo de análise no banco de dados da presente pesquisa. Esse estudo será indicado como possível pesquisa futura.

5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O EMBUCHAMENTO DA ESTACA

A condição de embuchamento de estacas cravadas é assunto controverso em que não há consenso entre pesquisadores e engenheiros. Como descrito no capítulo 2, muitos autores defendem que a condição embuchada de perfis metálicos não ocorre com frequência, ou apenas ocorre em carregamentos estáticos, porém não durante a cravação e carregamentos dinâmicos (DE RUITER E BERNINGER, 1979; RANDOLPH ET AL., 1991; PAIK E SALGADO, 2003; LEHANE ET AL., 2005; FLEMING ET AL., 2009). Em contrapartida, assim como na prática brasileira, a consideração do embuchamento para estacas de menor diâmetro é indicada em outros países, estando inclusive descrita em normas e manuais como a FRENCH STANDARD (1993) e EAB (2008).

Para o presente trabalho, a condição de embuchamento foi estudada por meio da comparação entre as distribuições de tensões por atrito lateral e de ponta dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico com as previsões pelos métodos de cálculo. Também se observou as informações dos boletins de cravação quanto ao número de golpes por penetração frente às informações dos ensaios SPT, buscando identificar aumentos significativos de resistência à cravação em camadas cujos perfis de Nspt mostravam um crescimento constante. A consideração da limitação dos valores de Nspt,

que podem ter influência nas distribuições de tensões provenientes dos métodos de cálculo, também é abordada.

5.2.1 Estudo dos Diagramas de Cravação

Para as 9 estacas que foram ensaiadas dinamicamente comparou-se os resultados dos registros de penetração por metro durante a cravação com os resultados dos ensaios **SPT**. Observa-se na figura 5.5 que, de maneira geral, sempre que houve um crescimento significativo do número de golpes necessário para a penetração de 1m da estaca, houve também um aumento da resistência à penetração do ensaio **SPT**. Esses aumentos sempre foram em mudanças de material como, por exemplo, da argila mole para a areia compacta, ou da areia para o solo arenoso-siltoso residual de gnaisse. Houve alguma pequena variação entre a resposta da penetração da estaca e do amostrador referente às mudanças de camada, plenamente compreensível dada a pequena sensibilidade de ambas as medidas e ao fato de que a estaca acumula o atrito de toda a profundidade, enquanto o **SPT** somente de 45cm. A cravação de uma estaca pode ser considerada como um ensaios de penetrômetro contínuo. Para facilitar essa comparação em subsolos de estratigrafia mais complexa, VIEIRA (2006) estabeleceu uma forma prática de correlacionar o número de golpes dos ensaios SPT em número de golpes para uma dada penetração da estaca. Esta metodologia pode ser muito útil, especialmente para subsolos em que ocorra uma camadas de elevada resistência sobreposta a camada menos competente.

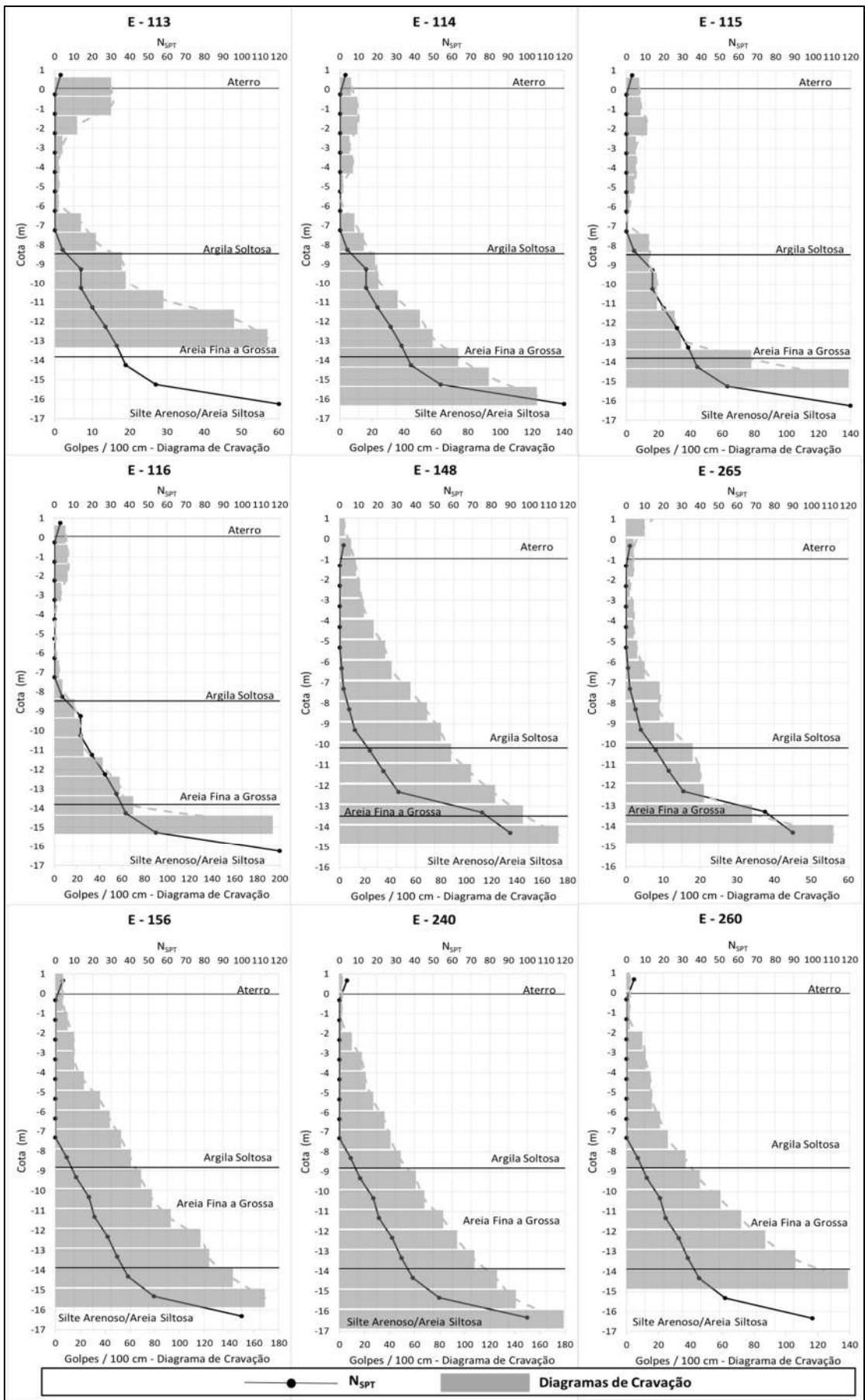


Figura 5.5 – Comparação dos diagramas de cravação com os ensaios SPT

Não foram observados indicativos claros de que, em algum momento, a resistência à cravação das estacas tenha crescido devido ao embuchamento do perfil. Percebe-se, todavia, que os diagramas de cravação são bastante consistentes com as informações das sondagens, ao que se atribui a confiabilidade das análises feitas anteriormente nesta pesquisa. Uma outra informação importante, oriunda da figura 5.5, é a de que nenhuma das estacas ensaiadas penetrou além do impenetrável à percussão dos SPTs mais próximos, ainda que se saiba que a impedância das estacas e a energia de cravação transferida sejam maiores do que no ensaio de campo. Embora algumas estacas do banco de dados tenham penetrado além dos 19 m, limite de profundidade dos ensaios **SPT** da região homogênea, para aquelas cravadas próximas a alguma sondagem as profundidades finais foram bastante semelhantes. Por maior que seja o número de sondagens executadas, elas sempre serão em número muito inferior ao número de estacas cravadas. Portanto, é de se esperar que, em alguns pontos específicos, o perfil estratigráfico inferido dos ensaios seja diferente do real. Esta diferença no perfil e na resistência à penetração, mesmo num pequeno trecho, é uma das causas de estacas serem cravadas além do impenetrável à percussão. Outra causa muito comum é a grande impedância das estacas metálicas e da elevada energia utilizada em sua cravação, em relação às estacas pré-moldadas e ao próprio amostrador. Porém, este fato apenas foi observado em pequena escala, na presente análise.

5.2.2 Comparações da Distribuição de Resistência Unitária entre Ensaios de Carregamento Dinâmico e Previsões por Métodos de Cálculo

A distribuição de tensões obtida dos ensaios de carregamento dinâmico permite uma análise da condição de embuchamento das estacas. Com os resultados dos ensaios, é possível considerar o embuchamento da estaca através da consideração da área de ponta e perímetro lateral, obtendo assim as tensões mobilizadas em cada caso. Comparou-se tais resultados com as estimativas obtidas pelos métodos de VESIC (1977) e AOKI E VELLOSO (1975), considerando os perfis de **Nspt** limitados em 50 golpes, conforme admitido nas estimativas *a priori*, e sem qualquer limitação.

Na figura 5.6 são apresentados os resultados da comparação do atrito lateral unitário para as estacas E-113, E-114, E-115, E116 e E-260, cujo comportamento foi bastante

semelhante. Percebe-se que até a cota -8 m, todas as previsões estão sobrepostas, representando o pequeno atrito lateral unitário referente à camada argilosa mole. Abaixo desta profundidade, as previsões passam a assumir valores distintos. Analisando todas as estacas supracitadas, percebe-se que as tensões obtidas quando considerado o perímetro lateral colado foram mais condizentes com as estimativas pelos métodos de cálculo (sem considerar a limitação dos perfis NsPT). Não se percebe um valor limite de resistência por atrito lateral nos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico, mas sim, um crescimento contínuo com a profundidade. Esse mesmo padrão de comportamento é observado nas estimativas pelos métodos de cálculo quando não considerado o valor limite de NsPT.

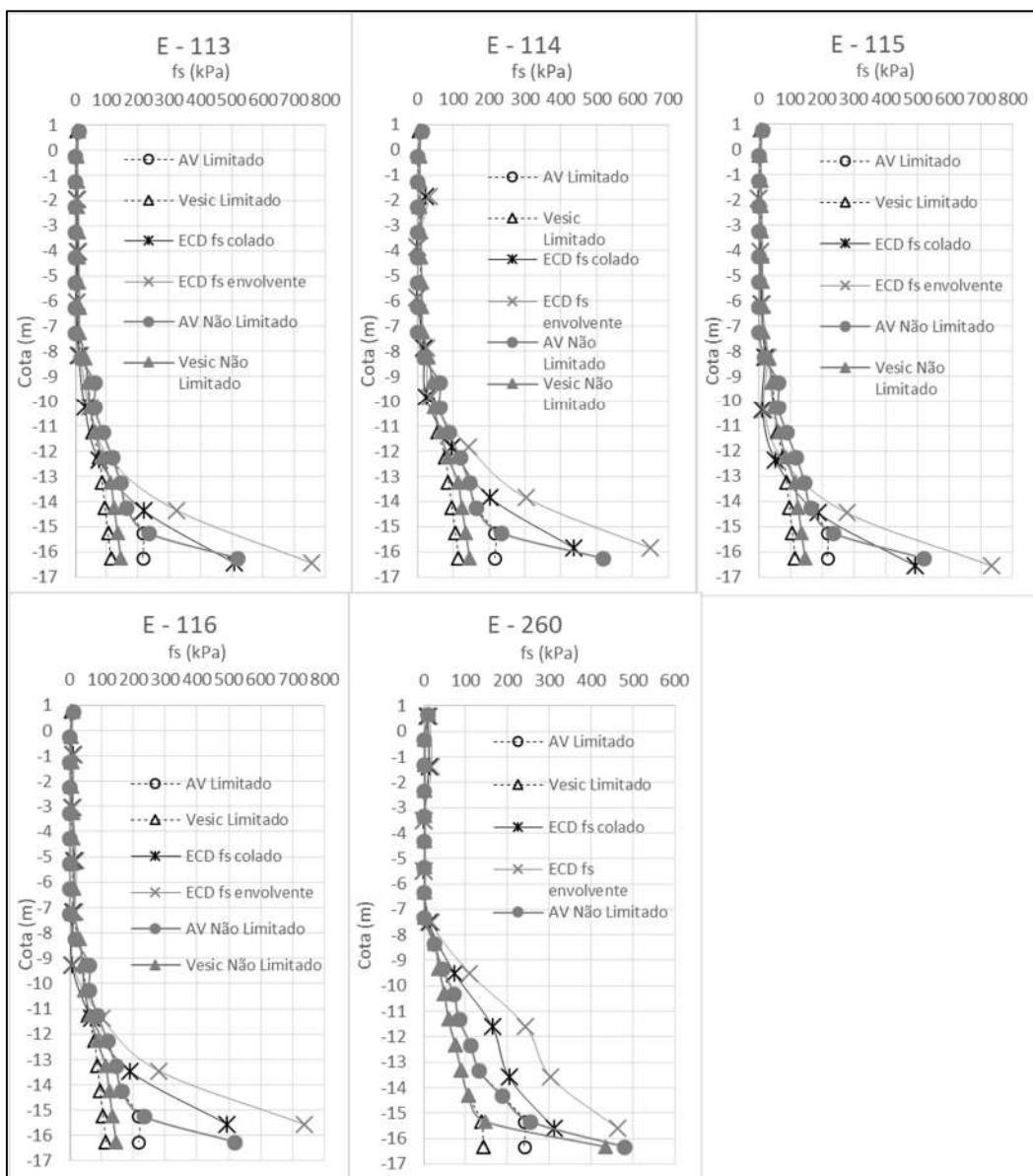


Figura 5.6 – Comparação do atrito lateral unitário – estacas E-113, 114, 115, 116 e 260

Contrariando o observado para as estacas anteriormente estudadas, os resultados da mesma análise para as estacas E-156, E-240 e E-265 foram diferentes. A figura 5.7 mostra a comparação entre as tensões unitárias por atrito lateral obtida para o ensaio de carreamento dinâmico com as estimativas pelos métodos de cálculo para esse grupo de estacas. Enquanto os resultados dos ensaios dinâmicos mostraram crescimento abrupto de resistência, uma vez passada a camada de argila mole, as estimativas pelos métodos de cálculo indicaram um crescimento mais suave e constante. Ademais, os ensaios de carregamento dinâmico mostraram um valor limite de resistência por atrito lateral e posterior decrescimento, aproximando-se mais das estimativas quando considerado o limite de 50 golpes dos ensaios SPT. Para esse grupo de estacas os resultados quando considerado o perímetro lateral envolvente nos ensaios dinâmicos ficaram mais próximos das estimativas pelos métodos de cálculo.

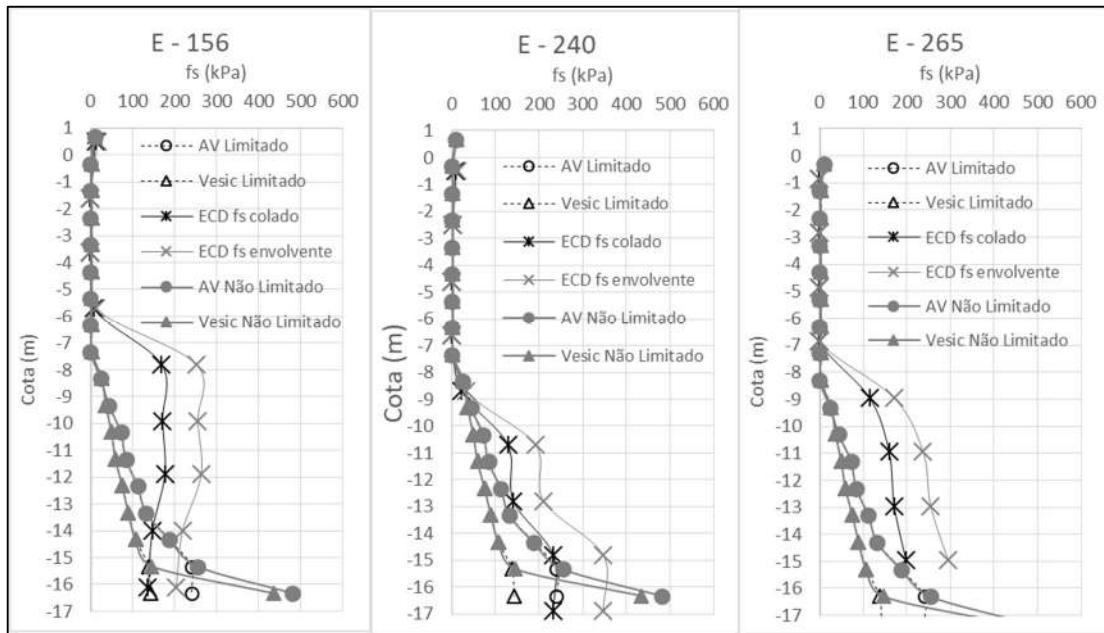


Figura 5.7 – Comparação do atrito lateral unitário – Estacas E-156, 240 e 265

Para a resistência unitária de ponta foram comparados também os resultados das estimativas pelos métodos de cálculo com os dos ensaios de carregamento dinâmico. Na tabela 5.4 são apresentados os resultados para todas as estacas ensaiadas. A figura 5.8 resume os dados da tabela.

A análise indica tensões elevadas obtidas dos ensaios dinâmicos, quando considerada a área de ponta líquida da estaca, chegando a cerca de 93 MPa para a estaca E-116. Observa-se que, de maneira geral, as resistências unitárias de ponta estimadas pelos métodos de cálculo, considerando a limitação do NsPT, se adequam melhor aos valores obtidos dos

ensaios dinâmicos considerando a área de ponta embuchada (APE). Por outro lado, quando comparadas as resistências unitárias de ponta dos métodos de cálculo não considerando a limitação do Nspt, os valores se aproximam mais dos resultados das provas de carga considerando a área de ponta de aço (APA). Essas observações têm boa adequação para as estacas E-113, 114, 115 e 116. Para as demais estacas (E-240, 265, 156 e 260), as tensões mobilizadas na ponta nos ensaios dinâmicos foram bastante inferiores às das demais estacas e na comparação com os métodos de cálculo. É possível que a energia transferida à estaca não tenha sido suficiente para mobilizar toda resistência de ponta disponível e, portanto, as tensões obtidas foram baixas. Possivelmente seja por este motivo que as distribuições de atrito lateral unitário sejam diferentes para estas estacas, como discutido anteriormente.

Tabela 5.4 – Comparação da resistência unitária de ponta

Método	Condição	q _p (MPa)							
		E-113	E-114	E-115	E-116	E-240	E-265	E-156	E-260
Aoki-Velloso	N _{SPT} ≤ 50	18,73	17,12	17,04	16,53	19,07	22,68	18,54	17,82
	ñ limitado	43,20	31,32	43,50	28,20	40,10	34,36	36,24	30,60
Vesic	N _{SPT} ≤ 50	24,75	23,08	23,05	21,31	39,43	47,36	41,49	28,25
	ñ limitado	62,14	54,02	62,40	51,07	90,00	85,60	84,12	76,40
CAPWAP	(APA)	65,77	84,01	81,27	93,36	36,92	39,09	46,99	22,44
CAPWAP	(APE)	13,45	17,18	16,62	19,09	7,55	7,99	9,61	4,59

Nota: APA = Área de Ponta de Aço; APE = Área de Ponta Embuchada

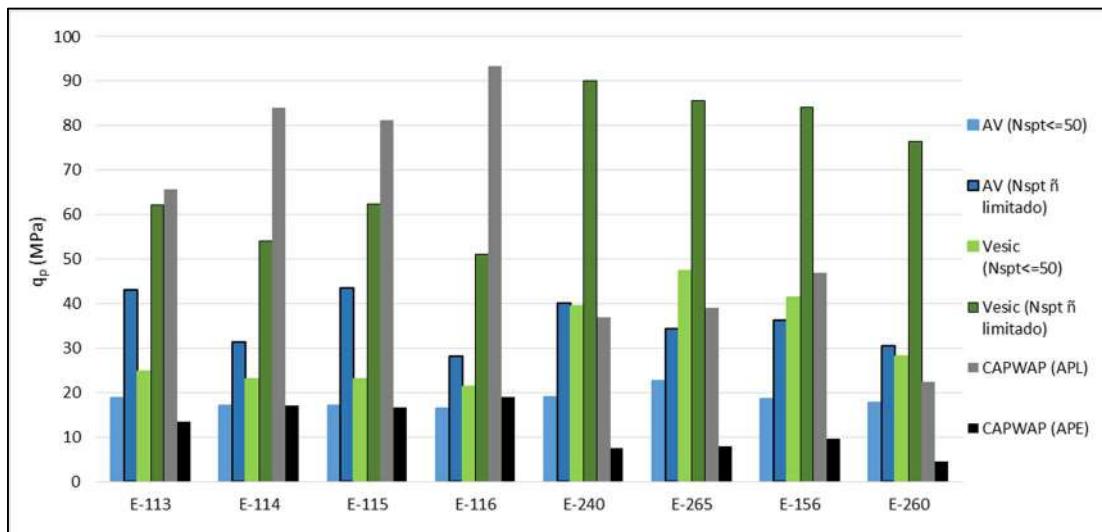


Figura 5.8 – Comparação da resistência unitária de ponta

Na tabela 5.5 são apresentados os valores de capacidade de carga, percentual de ponta e de atrito para todas as estacas ensaiadas dinamicamente. Os valores são referentes às

estimativas *a priori* por ambos os métodos de cálculo utilizados e também às provas de carga dinâmica. Para os métodos de cálculo foi considerada a limitação dos valores **NsPT**, da mesma forma que foi feito para as estimativas *a priori*. Com o intuito de verificar a ocorrência de embuchamento, foram considerados para os métodos de cálculo três combinações de área de ponta e perímetro lateral para comparação com os resultados das provas de carga: área de ponta de aço (APA) e perímetro lateral colado (PLC); área de ponta embuchada (APE) e perímetro lateral colado; e área de ponta embuchada e perímetro lateral envolvente. A figura 5.9 resume os dados de percentual de ponta da tabela 5.5.

Percebe-se, primeiramente, que as capacidades de carga obtidas nos ensaios dinâmicos são mais próximas das estimativas *a priori* considerando a área de ponta embuchada (APE) e perímetro lateral colado (PLC). Ainda assim, os resultados das provas de carga foram consideravelmente superiores às estimativas, como já foi discutido no capítulo 4. Em contrapartida, os percentuais de ponta estimados considerando a área de ponta de aço foram mais condizentes com os resultados das provas de carga. Os percentuais de ponta obtidos pelo método de Vesic são sempre maiores do que os obtidos pelo método de Aoki-Velloso que por sua vez são maiores que os obtidos nos ensaios dinâmicos. Ainda pode ser observado que os percentuais de ponta dos ensaios dinâmicos das estacas E-240, 265, 156 e 260 são bastante pequenos, de 9 a 17%, o que converge com as baixas tensões unitárias de ponta observadas para essas estacas. É possível que a energia aplicada durante os ensaios dinâmicos não tenha sido suficiente para mobilizar toda a resistência disponível na ponta da estaca. Outra explicação para a porcentagem de ponta menor e a porcentagem de atrito maior, no ensaio, pode ser a presença de tensões residuais de cravação, muito prováveis em casos de estacas cravadas em solos muito resistentes. Nesta situação, durante o ensaio são mobilizadas maiores resistências de atrito e menores resistências de ponta, como de fato pode ter acontecido.

Tabela 5.5 – Comparações da capacidade de carga e percentual de ponta

	E-106	E-113	E-114	E-115	E-116	E-148	E-172	E-240	E-265	E-156	E-260
APA e PLC	Aoki-Velloso										
	Q _{t,rupt}	723	747	561	563	543	761	700	1.258	934	1.004
	% Ponta	24	22,8	27,8	27,5	27,7	30,3	30,5	13,8	22,1	16,8
Vesic	% Atrito	76	77,2	72,2	72,5	72,3	69,7	69,5	86,2	77,9	83,2
	Q _{t,rupt}	770	773	669	671	624	1.144	996	1.320	1.060	1.150
	% Ponta	29	29,2	31,4	31,3	31,1	51,8	51,6	27,2	40,6	32,8
APE e PLC	% Atrito	71	70,8	68,6	68,7	68,9	48,2	48,4	72,8	59,4	67,2
	Aoki-Velloso										
	Q _{t,rupt}	1.400	1.411	1.167	1.167	1.128	1.657	1.529	1.933	1.737	1.660
Vesic	% Ponta	60,8	59,1	65,3	65,0	65,2	68,0	68,2	43,9	58,1	49,7
	% Atrito	39,2	40,9	34,7	35,0	34,8	32,0	31,8	56,1	41,9	50,3
	Q _{t,rupt}	1.632	1.649	1.486	1.486	1.378	3.447	2.996	2.716	2.737	2.619
APE e PLE	% Ponta	66,4	66,8	69,1	69,0	68,8	84,0	83,9	64,6	77,0	70,5
	% Atrito	33,6	33,2	30,9	31,0	31,2	16,0	16,1	35,4	23,0	29,5
	Aoki-Velloso										
Vesic	Q _{t,rupt}	1220	1.221	1.034	1.033	999	1.483	1.370	1.577	1.498	1.386
	% Ponta	70	68,3	73,7	73,4	73,6	76,0	76,1	53,8	67,4	59,5
	% Atrito	30	31,7	26,3	26,6	26,4	24,0	23,9	46,2	32,6	40,5
CAPWAP	Vesic										
	Q _{t,rupt}	-	2.850	2.790	2.770	2.950	1.450	-	2.400	2.310	2.530
	% Ponta	-	21,0	27,4	26,7	28,8	7,4	-	14,0	15,4	16,9
	% Atrito	-	79,0	72,6	73,3	71,2	92,6	-	86,0	84,6	83,1
											91,2

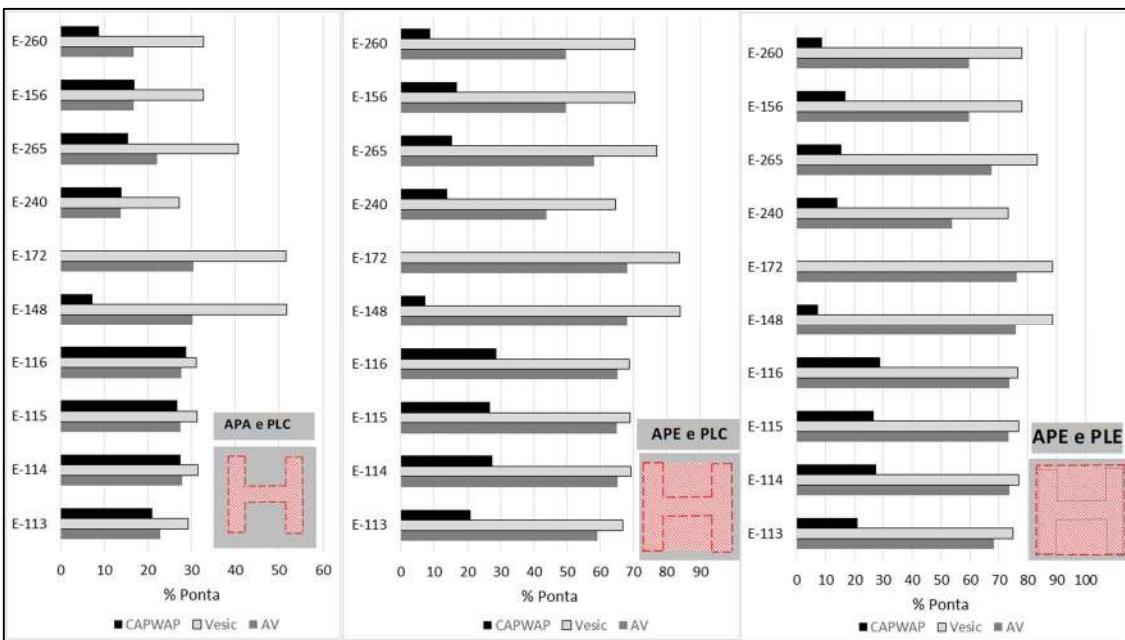


Figura 5.9 – Comparaçāo do percentual de ponta

A distribuição do atrito lateral unitário se mostrou mais adequada quando considerado o perímetro lateral colado. Comportamento crescente com a profundidade do atrito lateral unitário foi observado e este parece ser o padrão ao menos para as estacas e comprimentos da presente pesquisa. Todavia, os resultados dos ensaios dinâmicos indicam que os percentuais de ponta são baixos e as tensões unitárias de ponta são mais condizentes com a área de ponta de aço.

As estacas que apresentaram valores decrescentes de atrito lateral unitário a partir de uma certa profundidade (E-156, 240 e 265) também apresentaram baixos percentuais de ponta e baixas tensões mobilizadas na ponta. Seus resultados podem ter sido afetados pelas baixas eficiências dos sistemas de cravação observadas nos ensaios (cerca de 60% apenas). Essa baixa energia transferida à estaca pode não ter sido suficiente para mobilizar toda a resistência de ponta disponível. Outra explicação, mais provável, é a presença, durante o ensaio, de elevadas tensões residuais de cravação. A presença das tensões residuais resulta em tensões mobilizadas de atrito, próximo à ponta, e resistências de ponta menores no ensaio, pela presença das tensões não totalmente descarregadas, ao final da cravação.

Na opinião do autor, estudos com estacas instrumentadas, em que seja possível considerar as tensões residuais de cravação e comparar os resultados também com as tensões obtidas de provas de carga estáticas poderiam levar a conclusões sobre este assunto. Ensaios em modelos reduzidos, e em condições controladas, em que se possa investigar a ocorrência do embuchamento também seriam de grande valia. Ensaios dinâmicos com energia crescente, que permitissem saber com maior certeza se a resistência de ponta foi de fato totalmente mobilizada, também auxiliariam nesse estudo. Face à extensão dos estudos já elaborados, o autor optou por deixar este aspecto do estudo como sugestão para uma pesquisa futura, com este mesmo banco de dados.

5.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ganho de resistência com o tempo após a cravação (*set-up*) foi estudado com base nas seguintes comparações: entre as previsões de capacidade de carga *a posteriori* com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos; e entre a comparação dos resultados obtidos ao final de cravação (EOD) e no momento dos ensaios de carregamento dinâmico, recravação (RE), por meio das fórmulas dinâmicas e consideração da equação da onda, pelo programa **GRLWEAP**. Os ensaios dinâmicos foram executados no mínimo 190 dias após a cravação das estacas.

A comparação entre as estimativas de capacidade de carga *a posteriori* com os ensaios de carregamento dinâmico indicaram ganhos de resistência de: 42% para o método de Aoki-Velloso atualizado por Chellis-Aoki; 40% para o método de Aoki-Velloso atualizado

pelos dinamarqueses; 29% para o método de Vesic atualizado por Chellis-Aoki; 23% para o método de Vesic atualizado pelos dinamarqueses.

A comparação das estimativas no momento da cravação (*End of Driving*) com aquelas realizadas durante os ensaios de carregamento dinâmico (Recravação), utilizando as fórmulas dinâmicas dos dinamarqueses e de Chellis-Aoki e considerando a equação da onda pelo programa **GRLWEAP**, resultaram em ganhos de resistência médios de: 17% utilizando a fórmula dinâmica dos dinamarqueses; 20% utilizando a fórmula dinâmica de Chellis-Aoki; 22% utilizando os resultados do programa **GRLWEAP** (equação da onda).

Levando-se em conta todas as metodologias utilizadas no estudo, chegou-se a uma faixa de fator de *set-up* de 0,81 – 1,79, muito semelhante a indicada por RAUSCHE ET AL. (2004) para areias e areias siltosas (0,8 – 2,0) e observada por JARDINE ET AL. (2006).

A condição de embuchamento das estacas e limitação da resistência dos ensaios **SPT** foram estudados por meio da comparação entre as distribuições de tensões por atrito lateral e de ponta dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico com as previsões pelos métodos de cálculo. Também se observaram as informações dos boletins de cravação quanto ao número de golpes por penetração frente às informações dos ensaios **SPT**, buscando identificar aumentos significativos de resistência a cravação em camadas cujos perfis de **Nspt** mostravam um crescimento constante.

O estudo dos boletins de cravação não indicou indícios claros que tenha havido o embuchamento das estacas. Houve, todavia, uma clara compatibilidade entre o comportamento das curvas de penetração dos ensaios **SPT** e de penetração das estacas durante a sua cravação.

A distribuição do atrito lateral unitário se mostrou mais adequada quando considerado o perímetro lateral colado. Comportamento crescente com a profundidade do atrito lateral unitário foi observado e este parece ser o padrão ao menos para as estacas e comprimentos da presente pesquisa. A análise comparativa das tensões unitárias mobilizadas na ponta da estaca entre os métodos de cálculo e os ensaios dinâmicos sinalizam para um comportamento não embuchado durante a cravação, bem como para a provável ocorrência de tensões residuais. Os resultados dos ensaios dinâmicos indicaram percentuais de ponta baixos e tensões unitárias de ponta mais condizentes com a área de ponta de aço.

As estacas que apresentaram valores decrescentes de atrito lateral unitário a partir de uma certa profundidade (E-156, 240 e 265) também apresentaram baixos percentuais de ponta e baixas tensões mobilizadas na ponta, sinalizando a presença de tensões residuais de cravação. Estes resultados podem ter sido afetados pelas baixas eficiências dos sistemas de cravação, o que resultaria em energia transferida à ponta não suficiente para mobilização plena de toda a resistência de ponta disponível. Alternativamente, e mais provável ao autor, é a provável presença de tensões residuais de cravação.

As ferramentas utilizadas para o estudo da condição de embuchamento do presente banco de dados não se mostram conclusivas, razão pela qual o autor sugere que este aspecto da pesquisa seja mais aprofundado num estudo futuro, com programas mais adequados, como empregado por DANZIGER (1992) e ALVES (2004) no estudo dinâmico de cravação.

6 CONCLUSÕES

6.1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho insere-se na linha de pesquisa de Fundações e Interação Solo-Estrutura do Programa de Engenharia Civil da **COPPE**, na área de Geotecnica. O objetivo principal do trabalho foi a aplicação da teoria Bayesiana para atualização da capacidade de carga de 645 estacas metálicas cravadas com base nos dados dos seus registros de cravação. O banco de dados utilizado na dissertação é referente à obra da Estação de Tratamento de Esgoto (E.T.E) Alcântara, situada em São Gonçalo, na baixada fluminense, no Estado do Rio de Janeiro.

Primeiramente as capacidades de carga durante a cravação foram calculadas por meio de métodos de cálculo clássicos que levam em conta as adaptações provenientes da engenharia *offshore*, cujo banco de dados resultante deu origem às curvas de distribuição chamadas de *a priori*. Os registros de obra foram então analisados por meio da utilização de fórmulas dinâmicas consagradas, dando origem ao banco de dados da chamada função de verossimilhança. A aplicação da teoria Bayesiana, com a combinação das estimativas e variabilidades das distribuições de capacidade de carga *a priori* e de verossimilhança, deu origem ao banco de dados da distribuição chamada de *a posteriori*. A diminuição das incertezas e melhoria nas estimativas frente aos resultados das provas de carga foram então analisadas. Foram abordados também aspectos relativos ao ganho de resistência com o tempo após a cravação e da condição de embuchamento da ponta da estaca.

Na revisão bibliográfica foram apresentadas as bases teóricas necessárias para o desenvolvimento da pesquisa. Abordou-se os principais aspectos referentes à estimativa da resistência do solo mobilizada durante a cravação, descrevendo os principais métodos utilizados na engenharia *offshore*. Aspectos referentes a limitações da resistência de ponta e por atrito lateral também foram descritos. Apresentou-se uma revisão bibliográfica sobre a aplicação da teoria Bayesiana em engenharia geotécnica com ênfase na aplicação da atualização da resistência mobilizada durante a cravação de estacas. A revisão

bibliográfica permeou também os demais capítulos do trabalho, em que outros aspectos referentes a detalhes da aplicação da metodologia utilizada foram detalhados.

Um total de 46 sondagens de simples reconhecimento, 8 ensaios de piezocene com dissipação, 6 verticais de ensaios de palheta e 5 amostras para ensaios de adensamento foram utilizados como subsídio para os estudos. Foram também executados 9 ensaios de carregamento dinâmico e 2 provas de carga estática.

Nos demais capítulos foram apresentados a metodologia aplicada e os resultados obtidos, os quais serão descritos a seguir.

6.2 RESISTÊNCIA MOBILIZADA DURANTE A CRAVAÇÃO (SRD)

Dois métodos de cálculo foram utilizados para estimativa da resistência do solo mobilizada durante a cravação (SRD) das estacas: O semi-empírico de AOKI E VELLOSO (1975); e o teórico de VESIC (1977). As variabilidades e incertezas envolvidas nas previsões foram modeladas por meio de distribuições estatísticas dos valores de N_{SPT} com a profundidade. As estimativas *a priori* pelo método de Vesic foram cerca de 37% superiores às calculadas pelo método de Aoki-Velloso. Os coeficientes de variação de ambas as distribuições *a priori* foram elevados, 0,27 e 0,31, respectivamente, para os métodos de Aoki-Velloso e Vesic.

Duas fórmulas dinâmicas foram utilizadas para obtenção da função de verossimilhança: a fórmula dos dinamarqueses (SORENSEN E HANSEN, 1957) em que a principal fonte de incertezas considerada nas previsões foi a eficiência do martelo; e a de Chellis-Aoki (CHELLIS, 1951; e AOKI, 1989), em que a maior fonte de incertezas considerada foi o parâmetro α , referente à distribuição de cargas entre atrito lateral e ponta. A variabilidade dos demais parâmetros, como o *quake* de ponta, foram retro analisados dos ensaios de carregamento e seus resultados também foram apresentados. A comparação com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico e estimativas por meio da utilização da equação da onda (programa GRLWEAP), para as estacas ensaiadas dinamicamente, mostrou uma boa concordância com os demais métodos dinâmicos aplicados. Isso corroborou a utilização das fórmulas dinâmicas para todas as estacas do banco de dados. Ambas as fórmulas apresentaram coeficientes de variação significativamente menores

que as estimativas *a priori*. Os valores de **COV** foram de 0,17 e 0,18, respectivamente, para as fórmulas dos dinamarqueses e de Chellis-Aoki.

As previsões *a posteriori* indicaram significativa redução nas incertezas. A comparação entre as previsões *a posteriori* dos métodos de Vesic e Aoki-Velloso mostrou que a atualização praticamente eliminou as incertezas e diferenças entre os métodos de cálculo nas previsões *a priori*. Quando atualizados pelas funções de Chellis-Aoki e dos dinamarqueses, o método de Vesic resultou em previsões cerca de 7,9 e 10% superiores àquelas obtidas pelo método de Aoki-Velloso. A atualização Bayesiana aproximou os valores esperados *a posteriori* dos valores medidos nas provas de carga e ensaios de carregamento dinâmico. Os coeficientes de variação sofreram significativa redução, chegando a valores de 0,11 e 0,12, para o método de Aoki-Velloso atualizado por Chellis-Aoki e dinamarqueses respectivamente. Valores de **COV** para o método de Vesic caíram para 0,13 e 0,12 quando atualizados por Chellis-Aoki e dinamarqueses, respectivamente. A comparação das curvas de distribuição de frequências das funções *a priori*, verossimilhança e *a posteriori* mostram o bom funcionamento da ferramenta utilizada, com valor esperado *a posteriori* entre as médias das funções *a priori* e de verossimilhança, mais próximas da média da verossimilhança devido a menor variância dessa função.

O resumo de todas as previsões por todos os métodos de cálculo utilizados para as 11 estacas que foram ensaiadas, estática ou dinamicamente, mostrou que em geral os valores *a posteriori* foram mais próximos dos resultados dos ensaios dinâmicos do que os *a priori*. As estimativas pelos métodos dinâmicos, principalmente para o momento da recravação (RE), foram muito próximas dos resultados dos ensaios dinâmicos. Os resultados evidenciaram a potencialidade da ferramenta utilizada e indicaram boa concordância dos resultados *a posteriori*, pelas fórmulas dinâmicas e provas de carga.

6.3 GANHO DE RESISTÊNCIA COM O TEMPO (*SET-UP*)

O ganho de resistência com o tempo após a cravação (*set-up*) foi estudado com base em duas comparações: entre as previsões de capacidade de carga *a posteriori* com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico, executados no mínimo 190 dias após a cravação das estacas; e entre a comparação dos resultados obtidos ao final de cravação

(EOD) e no momento dos ensaios de carregamento dinâmicos, recravação (RE), por meio das fórmulas dinâmicas e consideração da equação da onda (programa GRLWEAP).

A comparação entre as estimativas de capacidade de carga *a posteriori* com os ensaios de carregamento dinâmico indicaram ganhos de resistência de:

- 42% para o método de Aoki-Velloso atualizado por Chellis-Aoki;
- 40% para o método de Aoki-Velloso atualizado pelos dinamarqueses;
- 29% para o método de Vesic atualizado por Chellis-Aoki;
- 23% para o método de Vesic atualizado pelos dinamarqueses.

A comparação das estimativas no momento da cravação (EOD - *End of Driving*) com as estimativas feitas tempo depois, durante os ensaios de carregamento dinâmico (RE - *Redriving*), utilizando as fórmulas dinâmicas e a considerando a equação da onda pelo programa **GRLWEAP**, resultou em ganhos de resistência médios de:

- 17% utilizando a fórmula dinâmica dos dinamarqueses;
- 20% utilizando a fórmula dinâmica de Chellis-Aoki;
- 22% utilizando os resultados do programa **GRLWEAP** (equação da onda).

Levando-se em conta todas as metodologias utilizadas no estudo, chegou-se a uma faixa de fator de *set-up* de 0,81 – 1,79, muito semelhante a indicada por RAUSCHE ET AL. (2004) para areias e areias siltosas (0,8 – 2,0) e observado por JARDINE ET AL. (2006).

6.4 EMBUCHAMENTO

A condição de embuchamento das estacas e limitação da resistência dos ensaios **SPT** foram estudados por meio da comparação entre as distribuições de tensões por atrito lateral e de ponta dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico com as previsões pelos métodos de cálculo. Também se avaliou as informações dos boletins de cravação em comparação aos perfis de **NsPT**.

O estudo dos boletins de cravação não indicou indícios claros que tenha havido o embuchamento das estacas. Houve, todavia, uma clara compatibilidade entre o comportamento das curvas de penetração dos ensaios SPT e de penetração das estacas durante a sua cravação.

A distribuição do atrito lateral unitário se mostrou mais adequada quando considerado o perímetro lateral colado. Comportamento crescente com a profundidade do atrito lateral unitário foi observado e este parece ser o padrão ao menos para as estacas e comprimentos de da presente pesquisa.

A comparação entre as porcentagens de ponta estimadas e as que ocorreram durante a cravação sinalizam para o comportamento não embuchado das estacas por ocasião dos ensaios. O autor observou, também, indícios da presença de tensões residuais de cravação, cuja presença pode também ter conduzido à uma maior porcentagem de atrito mobilizada durante o ensaio. Este aspecto precisa ser melhor estudado futuramente.

Os resultados dos ensaios dinâmicos indicaram percentuais de ponta baixos e tensões unitárias de ponta mais condizentes com a área de ponta de aço.

As estacas que apresentaram valores decrescentes de atrito lateral unitário a partir de uma certa profundidade (E-156, 240 e 265) também apresentaram baixos percentuais de ponta e baixas tensões mobilizadas na ponta. Seus resultados podem ter sido afetados pelas baixas eficiências do sistema de cravação e a energia transferida pode não ter sido suficiente para mobilizar toda a resistência de ponta disponível.

As verificações utilizadas para o estudo da condição de embuchamento do presente banco de dados não se mostram as mais adequadas, sendo necessários estudos mais aprofundados.

6.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Sugere-se para a continuidade da presente pesquisa e de trabalhos futuros os seguintes estudos:

- Aumento do banco de dados, após a retomada da obra, o que permitirá o mesmo estudo em outras regiões representativas da obra.

- Aplicação da metodologia utilizada neste trabalho para outros bancos dados, com outros tipos de estacas, com outros processos de instalação e outros métodos de cálculo;
- Utilização dos dados de ganho de resistência com o tempo (*set-up*) nas análises de confiabilidade;
- Utilização da teoria Bayesiana em diferentes bancos de dados para calibração dos parâmetros empíricos dos métodos de cálculo consagrados da engenharia de fundações brasileira;
- Implicações de possível redução do fator de segurança devido à diminuição das incertezas, mantendo-se a mesma probabilidade de ruína;
- Estudo sobre a possibilidade de diminuição do comprimento das estacas e diminuição de custos devidos ao ganho de confiabilidade do estaqueamento;
- Estudo sobre a condição de embuchamento de estacas utilizando análises dinâmicas mais refinadas e estacas instrumentadas, em que seja possível considerar as tensões residuais de cravação e comparar os resultados também com as tensões obtidas de provas de carga estáticas;
- Estudo sobre a condição de embuchamento de estacas utilizando ensaios em modelos reduzidos e em centrifuga.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S. **The undrained behaviour of the Rio de Janeiro clay in the light of critical state theories.** Solos e Rochas, v. 5, pp 3-24, 1982.
- ALMEIDA, M. S.; FUTAI, M. M.; LACERDA, W. A.; MARQUES, M. E. S. **Laboratory behavior of Rio de Janeiro soft clay.** Soils and Rocks, v. 31, n. 1, pp. 77-84, 2008.
- ALONSO, U. R. **Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo.** Solos e Rochas, v. 3, n. 3, pp.19-25, 1980.
- ALVES, A. M. L. **A influência da viscosidade do solo e do tempo após a cravação na interação dinâmica estaca-solo em argilas,** 336 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- ALVES, A. M. L.; AMADORI, T. **Variância estatística associada a métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga de estacas.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 20, pp. 61-67, 2012.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **ISO 19901-4:2003 (Modified),** Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures, n. 4, Geotechnical and foundation design considerations, API-RP-2GEO, 2011.
- ANG, A. H. S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design.** John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, v. 1/2, 1984.
- AOKI, N. **Controle “in situ” da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação.** Palestra proferida no instituto de Engenharia de São Paulo, ABMS, Abef, São Paulo, 1986.
- AOKI, N. A new dynamic load test concept. **Proceedings of XII international conference on soil mechanics and foundation engineering,** v. 14, n. 1, pp. 1-4, 1989.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles.** Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905:** solo – ensaios de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131:** estacas - prova de carga estática - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208:** estacas - ensaio de carregamento dinâmico - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

AURORA, R. P. **Case studies of pile set-up in the Gulf of Mexico.** Proceedings, Twelfth Offshore Technology Conference, Houston, v. 3, pp. 281-290, 1980.

BAECHER, G. B.; LADD, C. C. **Formal observational approach to staged loading.** Journal of the Transportation Research Board, Washington, DC, v. 1582, pp. 49-52, 1997.

BAECHER, G. B.; RACKWITZ, R. **Factors of safety and pile load tests.** International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v. 6, n. 4, pp. 409-424, 1982.

BELICANTA, A. **Dynamic energy in SPT – Results from a theoretical-experimental investigation.** Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo, pp. 21, 1985.

BELONI, A. V.; MAGALHÃES, F. C.; ALVES, A. M. L.; REAL, M. V. **Análise probabilística de carga das estacas do cais do porto novo de Rio Grande (RS) empregando a metodologia Bayesiana.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2016.

BROMS, B. B. **Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles.** A Summary, Sols-Soils, n. 18-19, 1966.

CABRAL, E. V. **Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através de um estudo de caso com aplicação da teoria Bayesiana.** Dissertação de Mestrado, UERJ, Rio de Janeiro, 2008.

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, B. R.; DANZIGER, F. A. B. **Measurement of drop height and impact velocity in the Brazilian SPT system.** Soils and Rocks, v. 34, pp. 207-218, 2011.

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R. **Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation.** Second Conference on Site Characterization - Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Milpress Netherlands, v. 1, pp. 293-298, 2004.

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R.; BEZERRA, R. L. **Recent experience on SPT instrumentation.** XII Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 1, pp. 423-428, 2003.

CHELLIS, R. D. **Pile foundations.** McGraw-Hill, New York, 1951.

CHEN, J.; GILBERT, R. B. **Offshore pile system model biases and reliability.** Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 2016.

CHOW F. C.; JARDINE, R. J.; BRUCY, F.; NAROY, J. F. **The effect of time on the capacity of pipe piles in sand.** Proc. 28th Offshore Technol. Conf., Houston, Texas, 1996.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSHUA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DANZIGER, B. R. **Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas.** 132 f. Dissertação de Mestrado, Coordenação dos Programas de Pós- Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.

DANZIGER, B. R. **Análise dinâmica da cravação de estacas.** 555 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

DANZIGER, B. R.; FERREIRA, J. S. **Back-analyses of steel pile driving records for quality assurance.** Application of Stress-Wave Theory to Piles, Balkema, Rotterdam, 2000.

DANZIGER, B. R.; VELLOSO, D. A. **Correlations between the CPT and the SPT for some Brazilian soils.** International Symposium on Cone Penetration Testing, v.1, pp. 155-160, 1995.

De MELLO, V. F. B. **Standard penetration test.** Proc. 4th Pan-American Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Puerto Rico, v. 1, pp. 1-86, 1971.

DE RUITER, J.; BERINGEN, F. L. **Pile foundations for large North Sea structures.** Marine Geotechnology, v.3, n. 3, pp. 267-314, 1979.

DIAS, C. R. R. **Comportamento de uma estaca instrumentada cravada em argila mole.** 391 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

DURNING, P. J.; RENNIE, I. A. **Determining pile capacity and pile driveability in hard, over consolidated North Sea clay.** Proceedings, European Offshore Petroleum Conference, London, v. 1, pp. 383-392, 1978.

EAB GERMAN GEOTECHNICS ASSOCIATION (DGQT). **Recommendations on excavations.** Berlin, 2. ed., 2008.

FELLENIUS, B. H. **Basics foundation design.** Electronic Edition, British Columbia, 2016.

FLEMING, K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. **Piling engineering.** Taylor and Francis Group, 3. ed., 2009.

FOX, D. A.; PARKER, G. F.; SUTTON, V. J. R. **Pile driving into North Sea boulder clays.** Proceedings, Second Offshore Technology Conference, Houston, v. 1, pp. 535-548, 1970.

FREITAS, A. C.; PACHECO, M.; DANZINGER, B. R. **Estimating young moduli in sands from the normalized N60 blow count.** Soils and Rocks, v.35, n.1, 2012.

FRENCH STANDARD. **Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.** Ministère de L'Equipement, du Logement et des Transports, CCTG, Paris, v. 62, 1993.

GRLWEAP. **Wave equation analysis of pile driving.** Manual from the 2005 Version, 2005.

GUTTORMSEN, T. R. **Uncertainty in offshore geotechnical engineering: application of Bayesian theory to pile driving predictions.** Research Report Societe Nationale Elf Aquitaine, 1987.

HANUMANTHARAO, C.; RAMANA, G. V. **Dynamic soil properties for microzonation of Delhi, India.** J. Earth Syst. Sci., v. 117, n. 2, pp. 719-730, 2008.

HOUSTON, W. N.; MITCHELL, J. K. **Property interrelationships in sensitive clays.** Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, Paper, n. 6666, 1959.

HUANG, J.; KELLY, R.; DIANQINQ, L.; ZHOU, C.; SLOAN, S. **Updating reliability of single piles and piles groups by load tests.** Computers and Geotechnics, v. 73, pp. 221-230, 2016.

JACKY, J. **The coefficient of earth pressure at rest.** Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358, 1944.

JARDINE, R. J.; CHOW, F. C. **New design methods for offshore piles.** Marine Technology Directorate, v. 96, pp. 103, 1996.

JARDINE, R. J.; STANDING J. R.; CHOW, F. C. **Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand.** Géotechnique, v. 56, pp. 227-244, 2006.

KAY, J. N. **Safety factor evaluation for single piles in sand.** Journal of Geotechnical Engineering Division, v. 102, n. 10, pp. 1093-1108, 1976.

KISHIDA, H.; UESUGI, M. **Tests of interface between sand and steel in the simple shear apparatus.** Géotechnique, v. 37, n. 1, pp. 46-52, 1987.

KOVACS, W. D.; SALOMONE, L. A. **SPT hammer energy measurement.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 108, n. GT4, pp. 599-620, 1982.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design.** Cornell University, Ithaca, New York, 1990.

LACASSE, S.; GOULOIS, A. **Reliability analysis of axial pile capacity.** Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, 1989.

LACASSE, S.; NADIM, F. **Reliability issues and future challenges in geotechnical engineering for offshore structures.** NGI Publication, v. 191, pp. 1-30, 1994.

LACASSE, S.; TAN, A. H.; KEAVENY, J. M. **Expert assistant for updating axial pile capacity from pile driving observations.** Proc. Field Measurements in Geotechnics, Sorum, Balkema, 1991.

LADD, C. C.; FOOT, R. **New design procedure for stability of soft clays.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp. 763-786, 1974.

LEHANE, B. M.; JARDINE, R. J.; BOND, A. J.; FRANK, R. **Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests.** Journal of Geotechnical Engineering Division, 1993.

LEHANE, B.M.; SCHNEIDER, J.A.; XU, X. **CPT based design of driven piles in sand for offshore structures.** University of Western Australia Report, Perth, GEO: 05345, 2005.

LOW, B. K.; LACASSE, S.; NADIM, F. **Slope reliability analysis accounting for spatial variation.** Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 2007.

LUZZARDI, F. J. V. A.; ALVES, A. M. L. **Análise probabilística da capacidade de carga das estacas do estaleiro Honório Bicalho em Rio Grande empregando a metodologia Bayesiana.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2016.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F.H. **Ko-OCR relations in soil.** Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 108, n. 6, pp 851-872, 1982.

McCLELLAND, B.; FOCHT, J. A.; EMRICH, W. J. **Problems in design and installation of offshore piles.** Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, v. 95, n. SM6, pp. 149-1514, 1969.

MILITITSKY, J. **Relato do estado atual de conhecimento: fundações.** In: CBMSEF Anais, Porto Alegre, n. 8, v. 7, 1986.

ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F.; ROCHA, M. M.; BERNARDES, G. P. **Energy efficiency for standard penetration tests.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 131, n. 10, pp.1252-1263, 2005.

OLSON, R. E.; FLAATE, K. S. **Pile-driving formulas for friction piles in sand.** Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, v.99, n. 6, pp. 279-296, 1967.

PAIK, K.; SALGADO, R. **Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 129, n. 1, pp. 46-57, 2003.

PALACIOS, A. **Theory and measurements of energy transfer during standard penetration test sampling,** Ph.D. Thesis, University of Florida, 1977.

PIRES, L. **Comportamento de aterro experimental sobre solos moles tratado com colunas de brita.** 132 f. Dissertação de Mestrado, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

POLITANO, C. F.; DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R. **CPT-SPT correlations for residual soils.** Soils and Rocks, v. 24, n. 1, pp. 55-71, 2001.

RANDOLPH, M. F.; CARTER, J. P.; WROTH, C. P. **Driven piles in clay: the effects of installation and subsequent consolidation.** Géotechnique, n. 4, pp. 361-393, 1979.

RANDOLPH, M. F.; DOLWIN, J.; BECK, R. D. **Design of driven piles in sand.** Géotechnique, v. 44, n. 3, pp. 427-448, 1994.

RANDOLPH, M. F.; LEONG, E. C.; HOUSBY, G. T. **One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles.** Géotechnique, v. 41, n. 4, pp. 587-598, 1991.

RAUSCHE, F.; MOSES, F.; GOBLE, G. G. **Soil resistance predictions from pile dynamics.** Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1972.

RAUSCHE, F.; ROBINSON, B; LINKINS, G. **On the prediction of long term pile capacity from end-of-driving information.** Proc. Contribution in Honor of George G. Gobel, v. 1, pp. 77-95, 2004.

REDDY, S. C.; STUEDLEIN, A. W. **Accuracy and reliability-based region-specific recalibration of dynamic pile formulas.** Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 2013.

SANTANA, C. M. **SPT instrumentado em câmara de calibração.** 251 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

SCHENK, W. **Pfahlgrundungen.** Grundbau-Taschenbuch, v. 1/2, Auflage, pp. 577-657, 1966.

SCHMERTMANN, J. H. **The mechanical aging of soils.** 25th Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 117, pp. 1288-1330, 1991.

SCHMERTMANN, J. H.; PALACIOS, A. **Energy dynamics of SPT.** Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, v. 105, GT8, pp. 909-926, 1979.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics.** Taylor & Francis, 1.ed., v. 1, 2009.

SCHNAID, F.; LEHANE, B.; FAHEY, M. **In situ test characterization of unusual geomaterials.** Int. Conf. on Site Characterization, Porto, Portugal, 2004.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNEIDER, J. A.; XU, X.; LEHANE, B. M. **Database Assessment of CPT-Based Methods for Axial Capacity of Driven Piles in Siliceous Sand.** Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 134, n. 9, pp. 1227–1244, 2008.

SEMPLE, R. M.; GEMEINHARDT, J. P. **Stress history approach to analysis of soil resistance to pile driving.** Proc. 13rdOTC, v. 1, pp. 165-172, 1981.

SILVA, B. L. M.; DANZIGER, B. R.; PACHECO, M.; MARIA, P. E. L. S. **Análise de confiabilidade de um estaqueamento em estacas raiz.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2016.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. **The sensitivity of clays.** Géotechnique, n. 3, pp. 30-53, 1952.

SMITH, E. A. L. **Pile driving analysis by the wave equation.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 127, part I, pp. 1145-1193, 1960.

SORENSEN, T.; HANSEN, J. B. **Pile driving formulae.** An investigation based on dimensional considerations and statistical analysis, London, v. 2, pp. 61-65, 1957.

STEVENS, R.; WILTSIE, A.; TURTON, T. H. **Evaluating pile drivability for hard clay, very dense sand and rock.** Proc. 14thOTC, v. 1, pp. 465-481, 1982.

STOCKARD, D. M. **Case histories of piles driving in the Gulf of Mexico.** Journal of Petroleum Technology, April, pp. 580-588, 1980.

TOMLINSON, M.; WOODWARD, J. **Pile design and construction practice.** Taylor and Francis Group, 5. ed., 2008.

TOOLAN, F. E.; FOX, D. A. **Geotechnical planning of piled foundations for offshore platforms.** Proc. ICE, v. 62, n. 1, pp. 221-244, 1977.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile.** III ICSMFE, Zurich, v. 2, pp. 84-90, 1953.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações: aspectos geotécnicos**. Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, v. 2/3, 1987.

VESIC, A. S. **Design of pile foundations**. Synthesis of Highway Practice, Washington, D.C., v. 42, n. 1, 1977.

VESIC, A. S. **Tests on instrumented piles**. Ogeechee River site. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, pp. 561-584, 1970.

VIEIRA, S.H.A. **Controle da cravação de estacas pré-moldadas: avaliação de diagramas de cravação e fórmulas dinâmicas**. 132 f. Dissertação de Mestrado, Coordenação dos Programas de Pós- Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

VROUWENVELDER, A. **Effects of inspection on the reliability of foundation piles**. Application of Stress-Wave Theory to Piles, Balkema, Rotterdam, pp. 657-663, 1992.

WOOD, D. M. **Soil behavior and critical state soil mechanics**. Cambridge University Press, 1990.

XU, X., SCHNEIDER, J. A.; LEHANE, B. M. **Cone penetration test (CPT) methods for end-bearing assessment of open- and closed -ended driven piles in siliceous sand**. Canadian Geotechnical Journal, 45(8), pp. 1130–1141, 2008.

XUE-YOU, L.; LI-MIN, Z.; LIANG, G.; HONG, Z. **Simplified slope reliability analysis considering spatial soil variability**. The Hong Kong University of Science and Technology, Clear Water Bay, Hong Kong, 2016.

YANG, L.; LIANG, R. **Incorporating set-up into reliability-based design of driven piles in clay**. Canadian Geotechnical Journal. n. 43, pp. 946-955, 2006.

ZHANG, I.; TANG, W.; NG, C. 2001. **Reliability of axially loaded driven pile groups**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, n. 12, pp. 1051-1060, 2001.

ZHANG, J.; LI, J. P.; HUANG, H. W. **Calibrating cross-site variability for reliability-based design of pile foundations**. Comp. Geotech., v. 62, pp. 154-163, 2014.

ZHANG, L. M. **Reliability verification using proof pile load tests.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 130, n. 11, pp. 1203-1213, 2004.

ZHANG, L. M.; LI, D.; TANG, W. H. **Level of construction control and safety of driven pile groups.** Soils Found, v. 46, n. 4, pp. 415-425, 2006.

ZHANG, L. M.; TANG, W. H. **Use of load tests for reducing pile length.** Proceedings of the International deep foundations Congress, 2002.

ZHANG, L. M.; TANG, W. H.; ZHANG, L.; ZHENG, J. **Reducing uncertainty of prediction from empirical correlations.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 139, n. 5, pp. 526-534, 2004.

ZHANG, L. M.; ZHANG, J.; TANG, W. H. **Expected design factor of safety from a pile load test program.** GeoFlorida, pp. 1972-1981, 2010.

ANEXO 1 – PLANILHAS MODELO DAS ESTIMATIVAS *A PRIORI*

Tabela A.1 – Estimativa *a priori* – método de Aoki e Velloso (1975)

Aoki e Velloso - SP 132												
Prof. (m)	Tipo de Solo	N _{SPT} - DP	N _{SPT}	N _{SPT} + DP	k (kPa)	α (%)	Médio - DP	Médio	Médio + DP			
1	Argila arenosa	2	3	4	350	2,40%	600	7	600	7	600	7
2	Argila siltosa	0	0	0	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
3	Argila siltosa	0	0	0	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
4	Argila siltosa	0	0	0	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
5	Argila siltosa	0	0	0	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
6	Argila siltosa	0	0	0	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
7	Argila siltosa	0	0	1	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
8	Argila siltosa	0	0	3	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
9	Argila siltosa	0	0	4	220	4,00%	0	0	0	0	0	0
10	Argila siltosa	1	4	7	220	4,00%	503	3	503	3	503	3
11	Areia	11	14	17	1000	1,40%	8.000	56	8.000	56	8.000	56
12	Areia	8	14	20	1000	1,40%	8.000	56	8.000	56	8.000	56
13	Areia	16	20	24	1000	1,40%	11.429	80	11.429	80	11.429	80
14	Areia	22	27	32	1000	1,40%	15.429	108	15.429	108	15.429	108
15	Areia	25	33	41	1000	1,40%	18.857	132	18.857	132	18.857	132
16	Areia siltoargilosa	9	38	68*	700	2,40%	15.200	182	15.200	182	15.200	182
17	Areia siltoargilosa	52*	54*	56*	700	2,40%	20.000	240	20.000	240	20.000	240
18	Areia siltoargilosa	89*	120*	151*	700	2,40%	20.000	240	20.000	240	20.000	240

Nota: * N_{SPT} corrido para o limite = 50

Tabela A.2 – Estimativa *a priori* – método de Vesic (1977) (média)

Vesic - SP 132 - Média																	
Prof. (m)	Tipo de Solo	N _{SPT}	γ'	σ' _{v0}	v	S _{ua}	ϕ'	E	I _r	N _σ	N _c	σ' ₀	K _s	N _s	δ/ϕ	q _p	f _s
			(kN/m ³)	(kPa)		(kPa)	(°)	(kPa)				(kPa)				(kPa)	(kPa)
1	Argila arenosa	3	19	19	0,33	-	30	14.234	731,74	123,57	212,30	12,67	1,0	-	1,0	1.565	11
2	Argila siltosa	0	4	23	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	23,00	-	0,28	-	51	3
3	Argila siltosa	0	4	27	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	27,00	-	0,28	-	55	3
4	Argila siltosa	0	4	31	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	31,00	-	0,28	-	59	3
5	Argila siltosa	0	4	35	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	35,00	-	0,28	-	63	3
6	Argila siltosa	0	4	39	0,30	3	0	1.500	192,31	1,00	9,59	39,00	-	0,28	-	68	3
7	Argila siltosa	0	4	43	0,30	3	0	1.500	192,31	1,00	9,59	43,00	-	0,28	-	72	3
8	Argila siltosa	0	4	47	0,30	3	0	1.500	192,31	1,00	9,59	47,00	-	0,28	-	76	3
9	Argila siltosa	0	4	51	0,50	3	0	8.250	916,67	1,00	11,67	51,00	-	0,28	-	86	3
10	Argila siltosa	4	4	55	0,50	30	0	6.750	75,00	1,00	8,35	55,00	-	0,28	-	305	3
11	Areia	14	10	65	0,30	-	30	42.248	653,25	114,34	198,14	43,48	1,0	-	1,0	4.972	37
12	Areia	14	10	75	0,30	-	29	45.818	623,71	104,16	184,88	50,64	1,0	-	1,0	5.274	42
13	Areia	20	11	86	0,30	-	33	62.156	679,60	160,52	250,24	55,18	1,0	-	1,0	8.858	55
14	Areia	27	11	97	0,30	-	36	79.593	712,63	246,10	336,01	58,89	1,0	-	1,0	14.493	71
15	Areia	33	11	108	0,30	-	39	94.229	717,44	329,35	409,03	62,93	1,0	-	1,0	20.725	87
16	Areia siltoargilosa	38	11	119	0,35	-	41	93.009	596,66	363,34	422,89	67,38	1,0	-	1,0	24.482	102
17	Areia siltoargilosa	54*	11	130	0,35	-	46	111.328	586,76	634,87	608,83	67,50	1,0	-	1,0	42.851	135
18	Areia siltoargilosa	120*	11	141	0,35	-	45	111.328	554,75	540,36	542,05	74,70	1,0	-	1,0	40.364	140

Nota: * N_{SPT} corrido para o limite = 50

Tabela A.3 – Estimativa *a priori* – método de Vesic (1977) (média – desvio padrão)

Vesic - SP 132 - Média - Desvio Padrão																	
Prof. (m)	Tipo de Solo	N _{SPT} - DP	γ' (kN/m ³)	σ' _{v0} (kPa)	v	Sua (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)	I _r	N _σ	N _c	σ' ₀ (kPa)	K _s	N _s	δ/ϕ	q _p (kPa)	f _s (kPa)
1	Argila arenosa	2	19	19	0,33	-	30	10.291	529,03	106,98	183,57	12,67	1,0	-	1,0	1.355	11
2	Argila siltosa	0	4	23	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	23,00	-	0,28	-	51	3
3	Argila siltosa	0	4	27	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	27,00	-	0,28	-	55	3
4	Argila siltosa	0	4	31	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	31,00	-	0,28	-	59	3
5	Argila siltosa	0	4	35	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	35,00	-	0,28	-	63	3
6	Argila siltosa	0	4	39	0,30	3	0	1.500	192,31	1,00	9,59	39,00	-	0,28	-	68	3
7	Argila siltosa	0	4	43	0,30	3	0	1.500	192,31	1,00	9,59	43,00	-	0,28	-	72	3
8	Argila siltosa	0	4	47	0,30	3	0	1.500	192,31	1,00	9,59	47,00	-	0,28	-	76	3
9	Argila siltosa	0	4	51	0,50	3	0	2.000	222,22	1,00	9,78	51,00	-	0,28	-	80	3
10	Argila siltosa	1	4	55	0,50	5	0	1.125	75,00	1,00	8,35	55,00	-	0,28	-	97	3
11	Areia	11	10	65	0,30	-	28	32.081	526,67	79,42	150,57	44,98	1,0	-	1,0	3.573	34
12	Areia	8	10	75	0,30	-	25	36.782	566,74	58,45	124,34	54,03	1,0	-	1,0	3.158	35
13	Areia	16	11	86	0,30	-	30	51.127	595,73	111,31	191,93	57,43	1,0	-	1,0	6.393	49
14	Areia	22	11	97	0,30	-	33	65.156	624,51	163,20	249,69	61,77	1,0	-	1,0	10.081	63
15	Areia	25	11	108	0,30	-	34	62.318	524,22	168,47	247,98	67,71	1,0	-	1,0	11.406	73
16	Areia siltoargilosa	9	11	119	0,35	-	34	52.746	389,79	148,53	217,27	73,81	1,0	-	1,0	10.963	80
17	Areia siltoargilosa	52*	11	130	0,35	-	46	111.328	589,88	644,75	615,63	66,85	1,0	-	1,0	43.099	135
18	Areia siltoargilosa	89*	11	141	0,35	-	45	111.328	557,49	548,00	547,57	74,04	1,0	-	1,0	40.573	140

Nota: * N_{SPT} corrido para o limite = 50

Tabela A.4 – Estimativa *a priori* – método de Vesic (1977) (média + desvio padrão)

Vesic - SP 132 - Média + Desvio Padrão																	
Prof. (m)	Tipo de Solo	N _{SPT} + DP	γ' (kN/m ³)	σ' _{v0} (kPa)	v	Sua (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)	I _r	N _σ	N _c	σ' ₀ (kPa)	K _s	N _s	δ/ϕ	q _p (kPa)	f _s (kPa)
1	Argila arenosa	4	19	19	0,33	-	30	17.918	810,30	129,30	222,23	12,67	1,0	-	1,0	1.860	11
2	Argila siltosa	0	4	23	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	23,00	-	0,28	1,0	51	3
3	Argila siltosa	0	4	27	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	27,00	-	0,28	1,0	55	3
4	Argila siltosa	0	4	31	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	31,00	-	0,28	1,0	59	3
5	Argila siltosa	0	4	35	0,50	3	0	1.500	166,67	1,00	9,40	35,00	-	0,28	1,0	63	3
6	Argila siltosa	0	4	39	0,30	3	0	1.500	192,31	1,00	9,59	39,00	-	0,28	1,0	68	3
7	Argila siltosa	1	4	43	0,30	3	0	4.500	576,92	1,00	11,05	43,00	-	0,28	1,0	76	3
8	Argila siltosa	3	4	47	0,30	15	0	11.250	288,46	1,00	10,13	47,00	-	0,28	1,0	199	3
9	Argila siltosa	4	4	51	0,50	30	0	15.000	166,67	1,00	9,40	51,00	-	0,28	1,0	333	3
10	Areia	7	10	61	0,30	-	25	34.532	660,15	59,79	128,96	44,13	1,0	-	1,0	2.639	28
11	Areia	17	10	71	0,30	-	32	52.055	705,31	145,96	236,11	46,23	1,0	-	1,0	6.748	44
12	Areia	20	10	81	0,30	-	33	60.503	696,40	169,40	260,45	51,68	1,0	-	1,0	8.755	52
13	Areia	24	11	92	0,30	-	35	72.994	711,20	208,78	300,74	57,14	1,0	-	1,0	11.929	64
14	Areia	32	11	103	0,30	-	39	93.734	750,10	332,71	414,96	60,12	1,0	-	1,0	20.004	82
15	Areia	41	11	114	0,30	-	43	116.053	771,75	528,71	568,29	62,29	1,0	-	1,0	32.931	106
16	Areia siltoargilosa	68*	11	125	0,35	-	47	111.328	602,73	686,78	644,21	64,26	1,0	-	1,0	44.134	133
17	Areia siltoargilosa	56*	11	136	0,35	-	45	111.328	568,80	580,34	570,69	71,41	1,0	-	1,0	41.441	138
18	Areia siltoargilosa	151*	11	147	0,35	-	44	111.328	538,88	497,93	510,95	78,67	1,0	-	1,0	39.174	143

Nota: * NSPT corrido para o limite = 50

ANEXO 2 – ENSAIOS DE PIEZOCONE

Project: SAG Alcântara
Location: São Gonçalo - RJ

CPT: CPTU 01
Total depth: 14.02 m

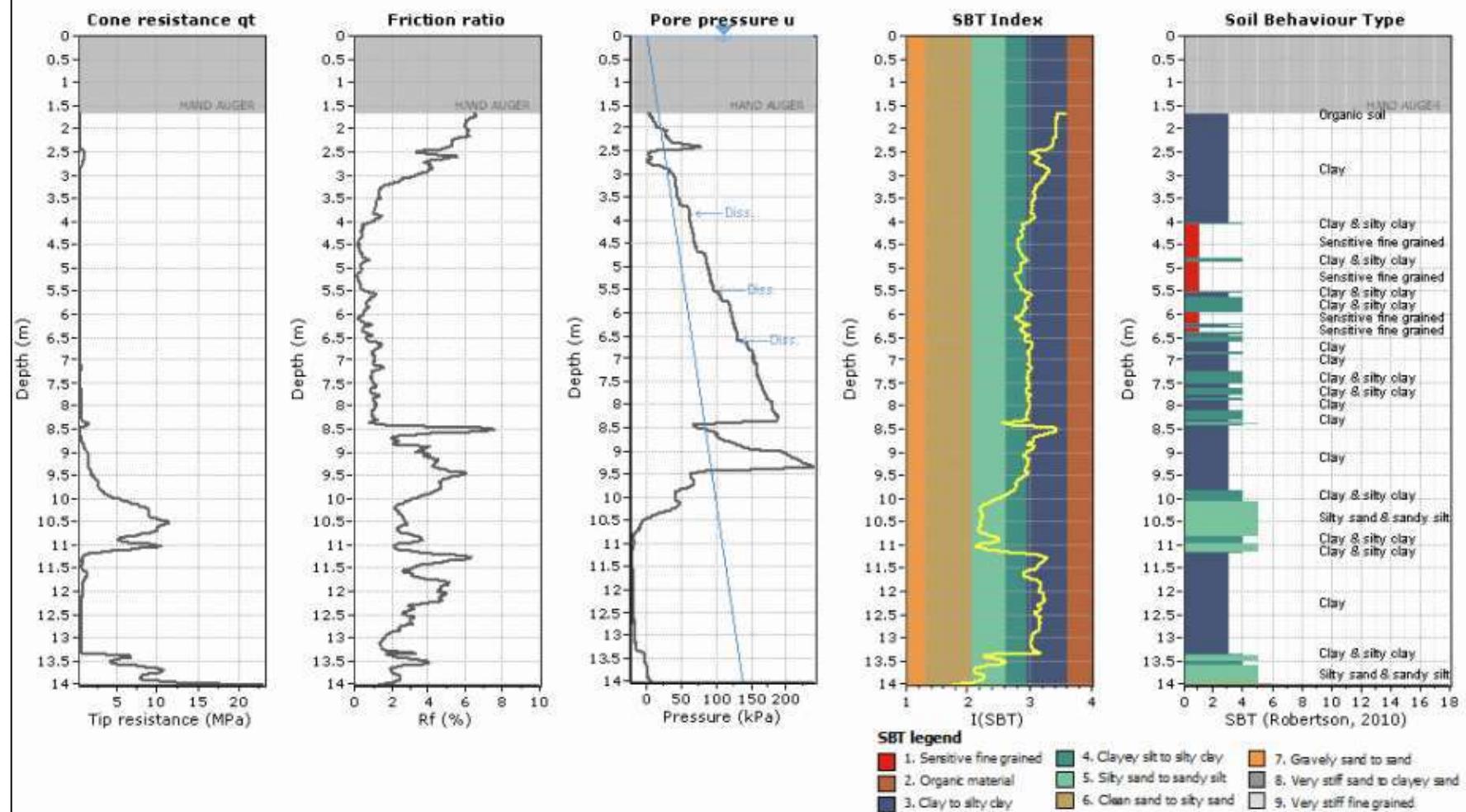


Figura A.1 – Ensaio CPTu-01

Project: SAG Alcântara
Location: São Gonçalo - RJ

CPT: CPTU 02
Total depth: 12.29 m

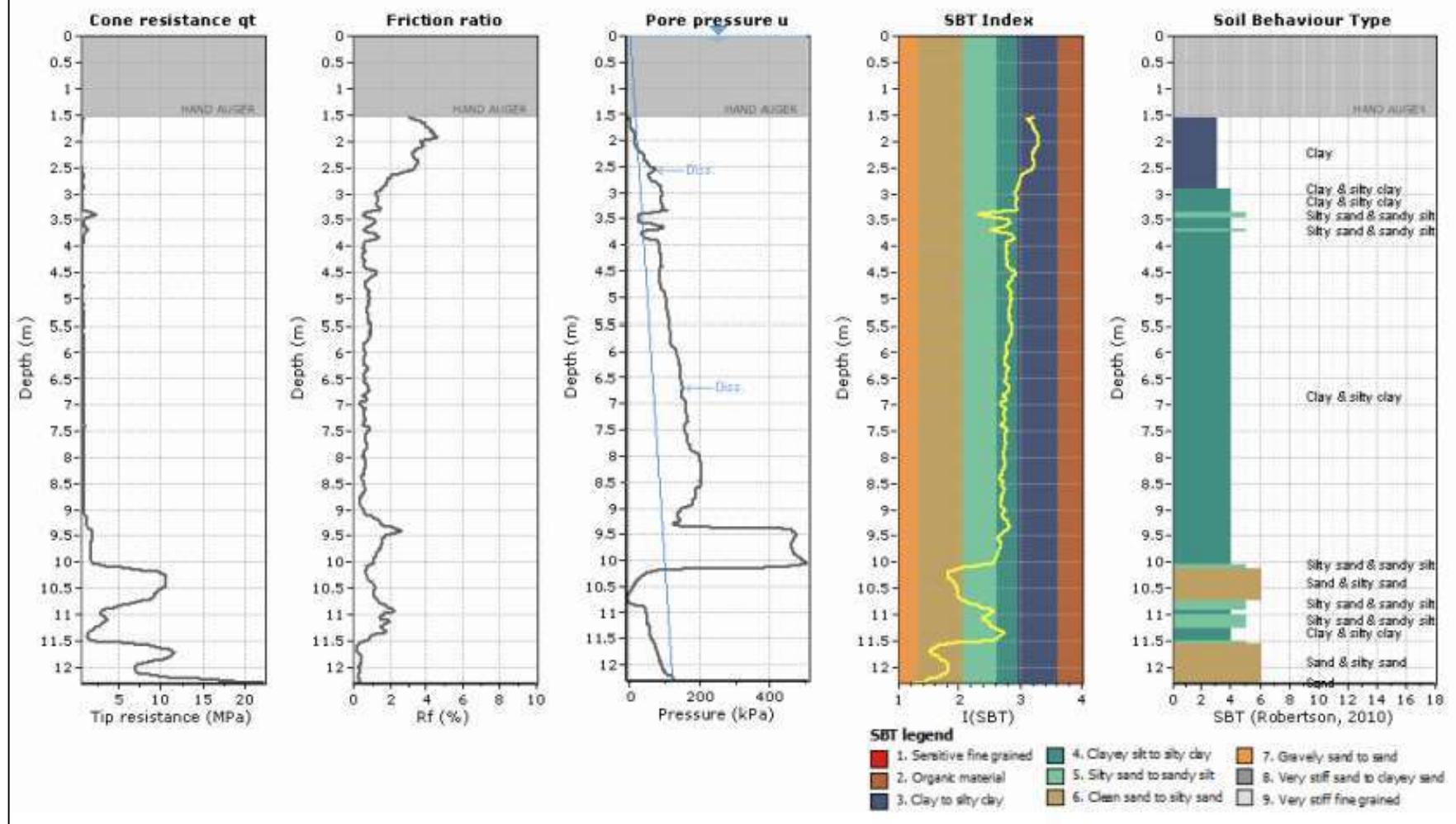


Figura A.2 – Ensaio CPTU-02

Project: SAG Alcântara
Location: São Gonçalo - RJ

CPT: CPTU- 03
Total depth: 12,25 m

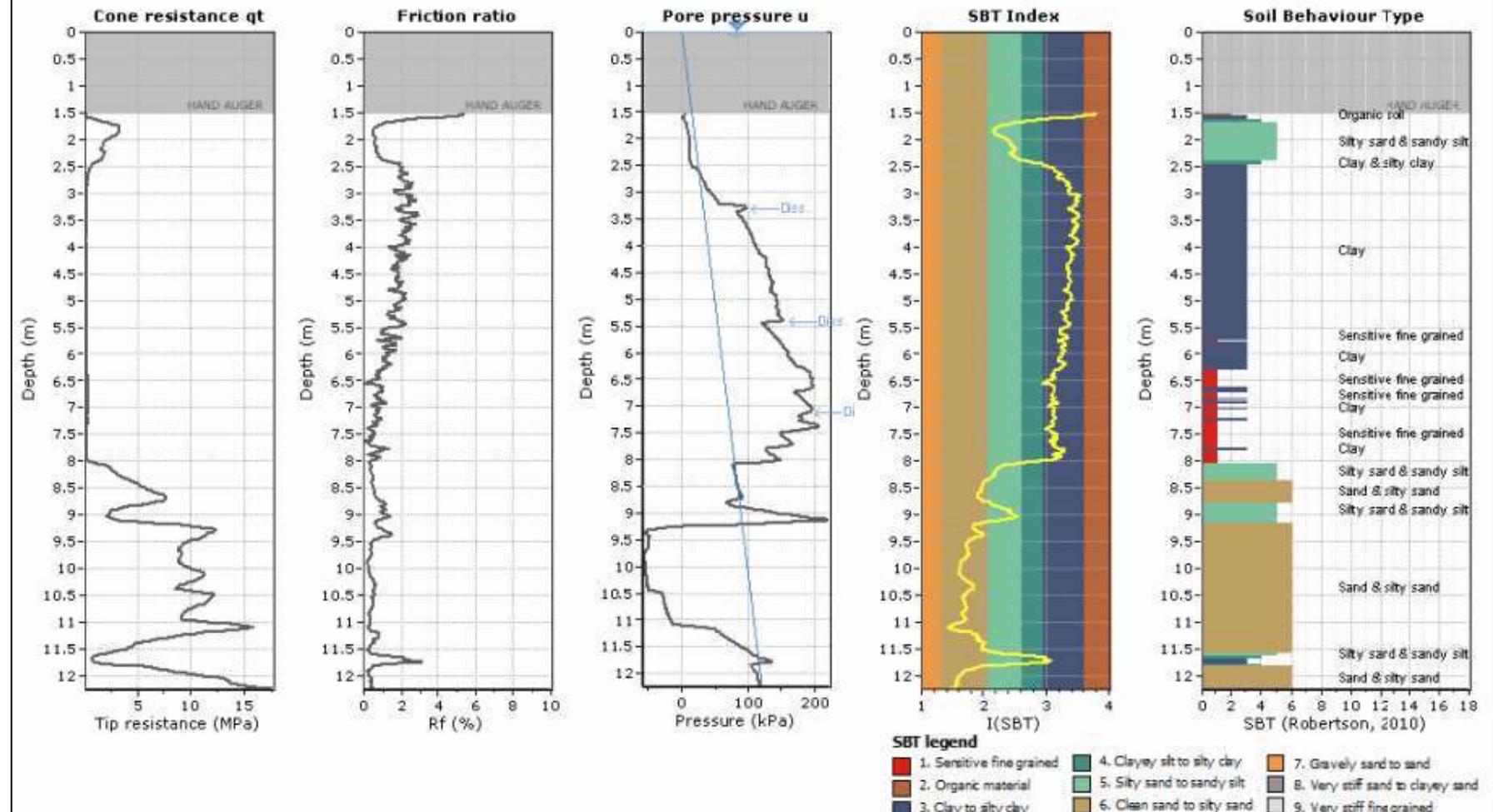


Figura A.3 – Ensaio CPTu-03

Project: SAG Alcântara
Location: São Gonçalo - RJ

CPT: CPTU 04
Total depth: 11.31 m

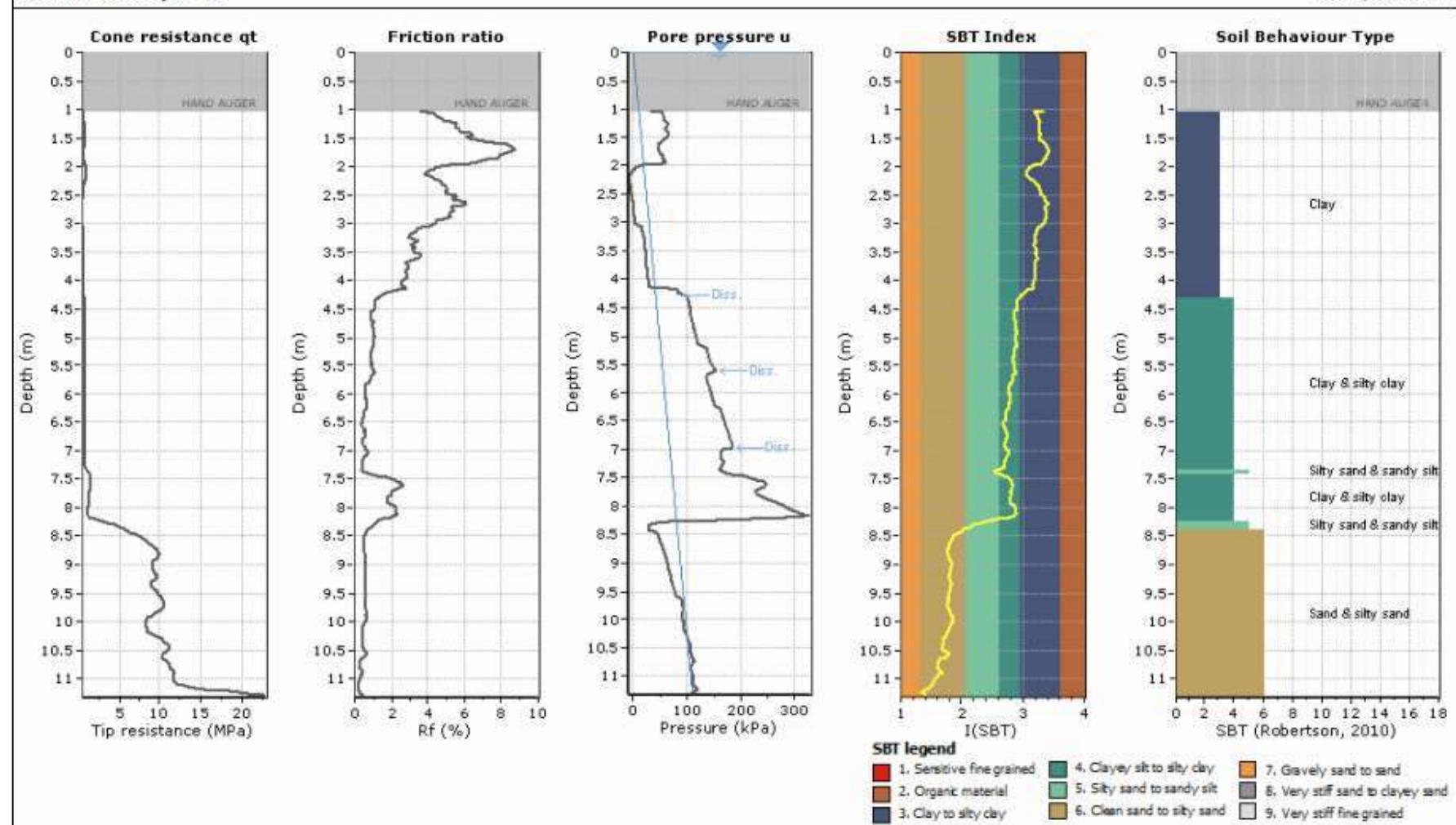


Figura A.4 – Ensaio CPTu-04

Project: SAG Alcântara
Location: São Gonçalo - RJ

CPT: CPTU 05
Total depth: 11.79 m

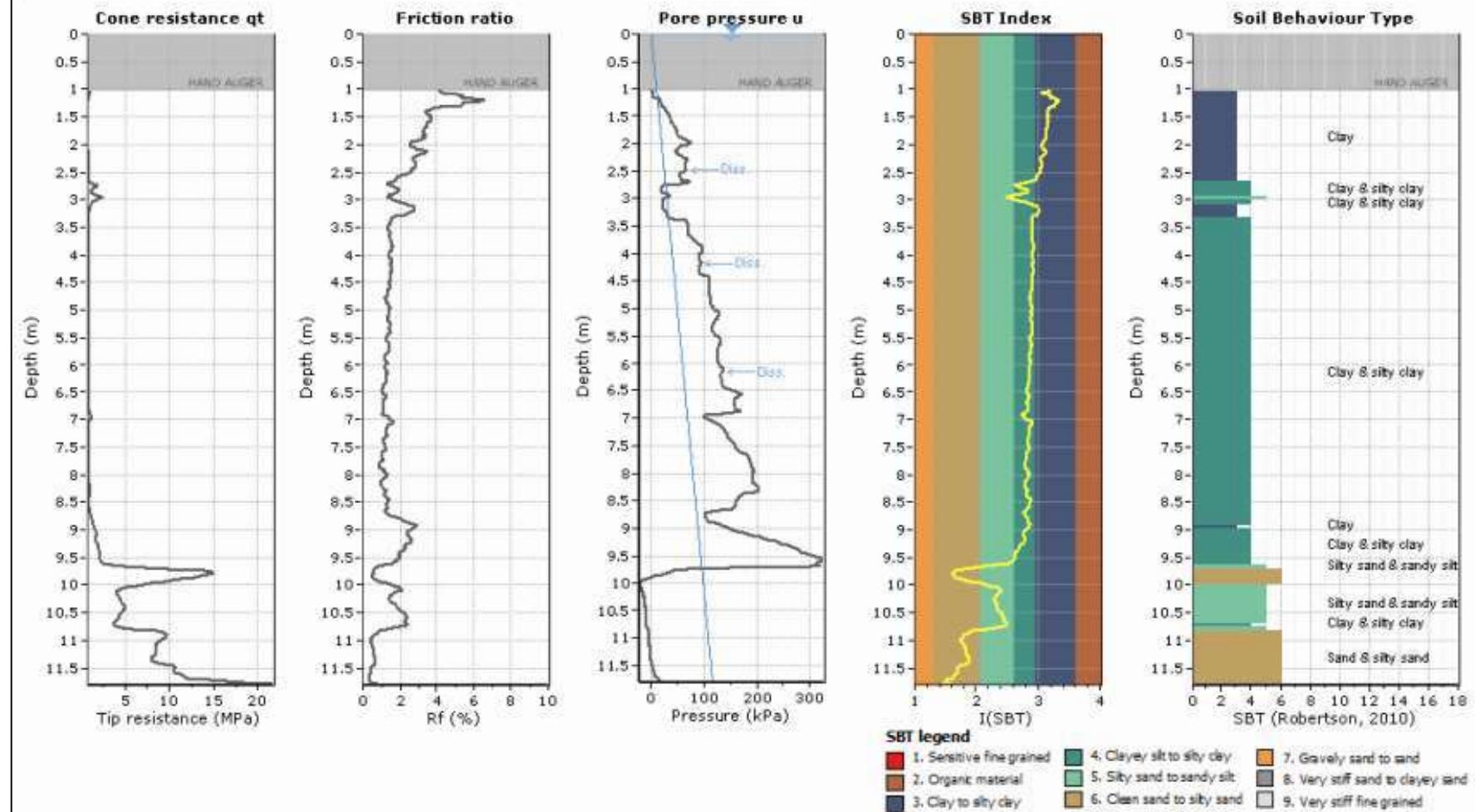


Figura A.5 – Ensaio CPTu-05

Project: SAG Alcântara
Location: São Gonçalo - RJ

CPT: CPTU-06
Total depth: 12.21 m

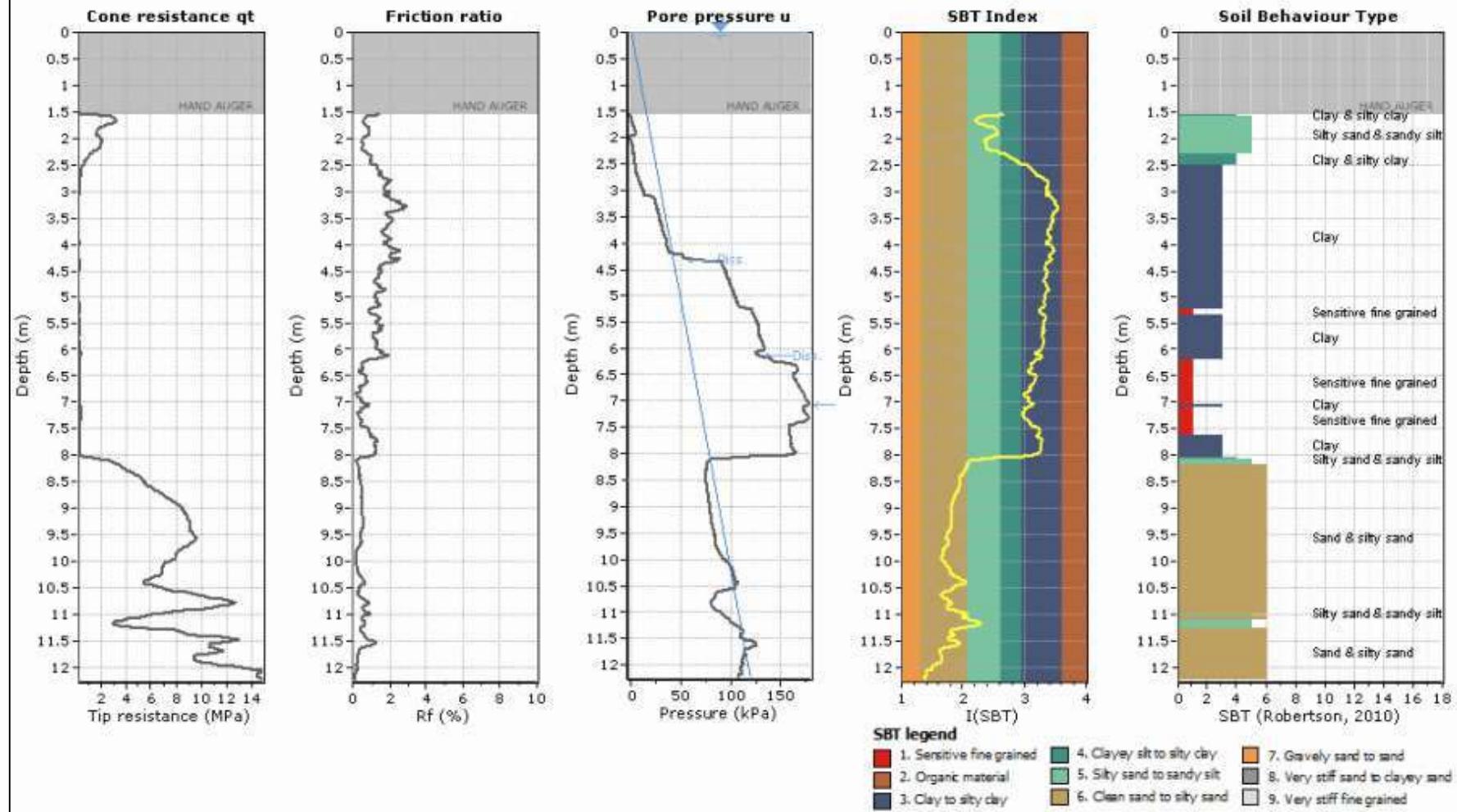


Figura A.6 – Ensaio CPTU-06

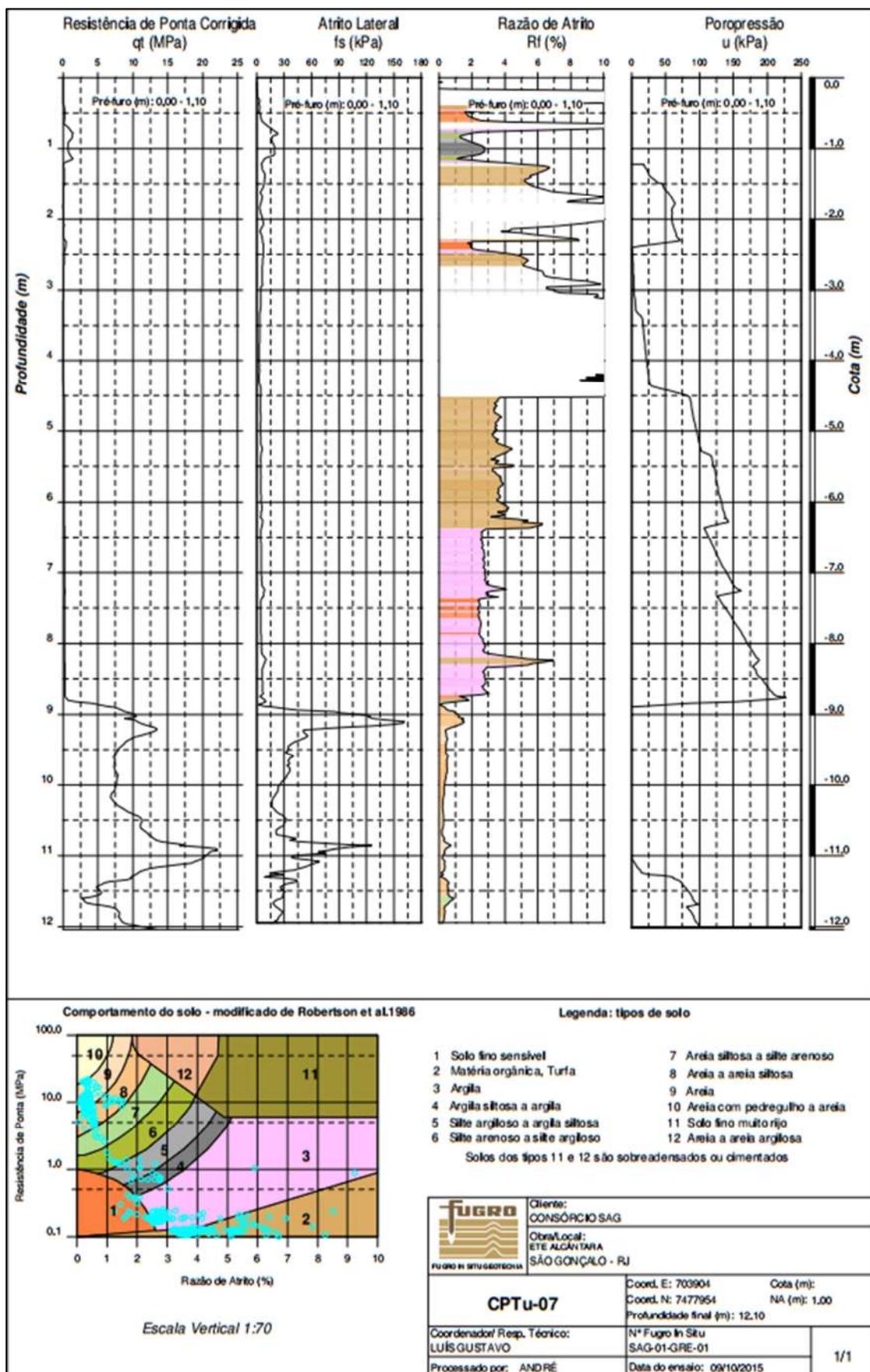


Figura A.7 – Ensaio CPTu-07(a)

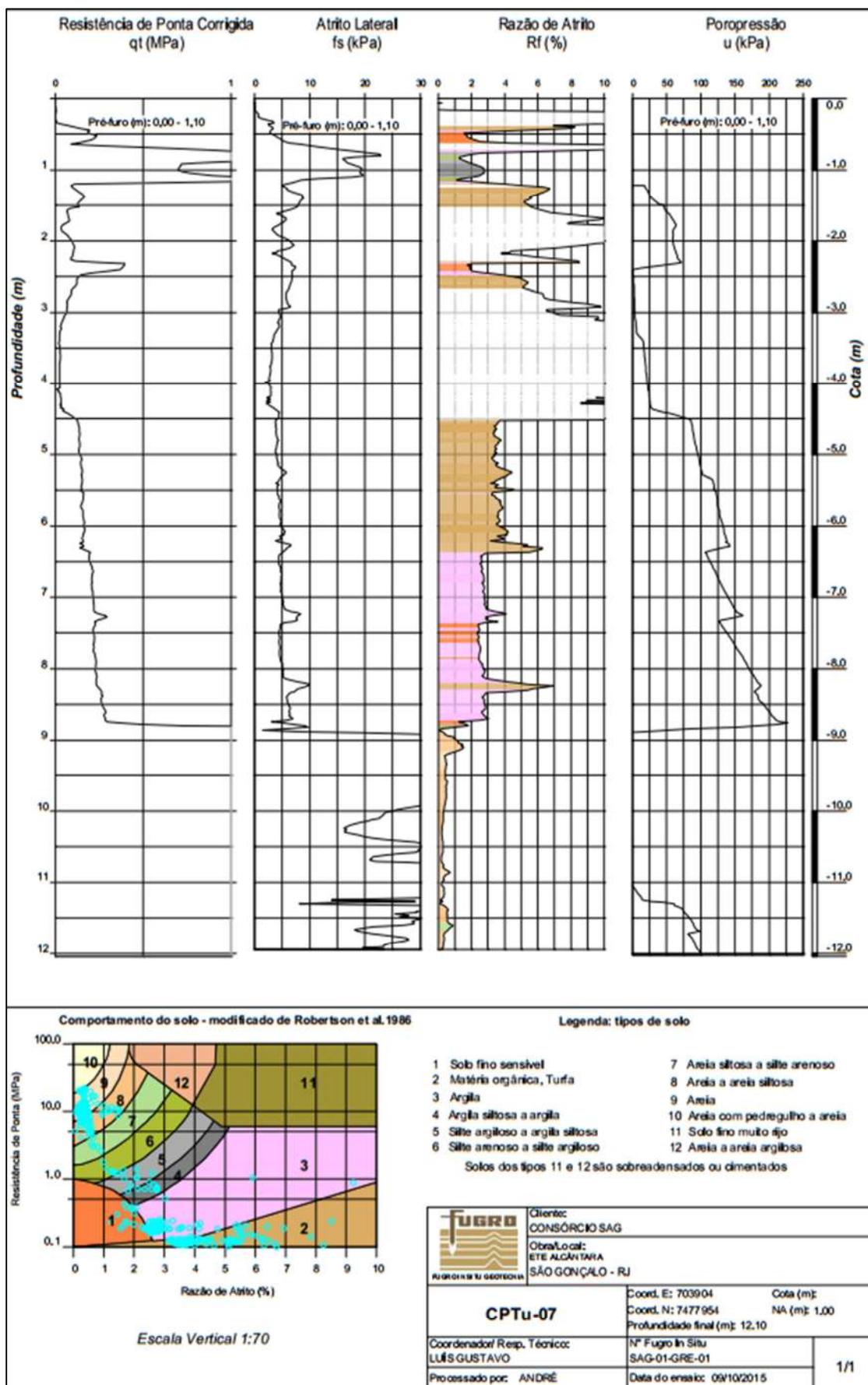


Figura A.8 – Ensaio CPTu-07(b)

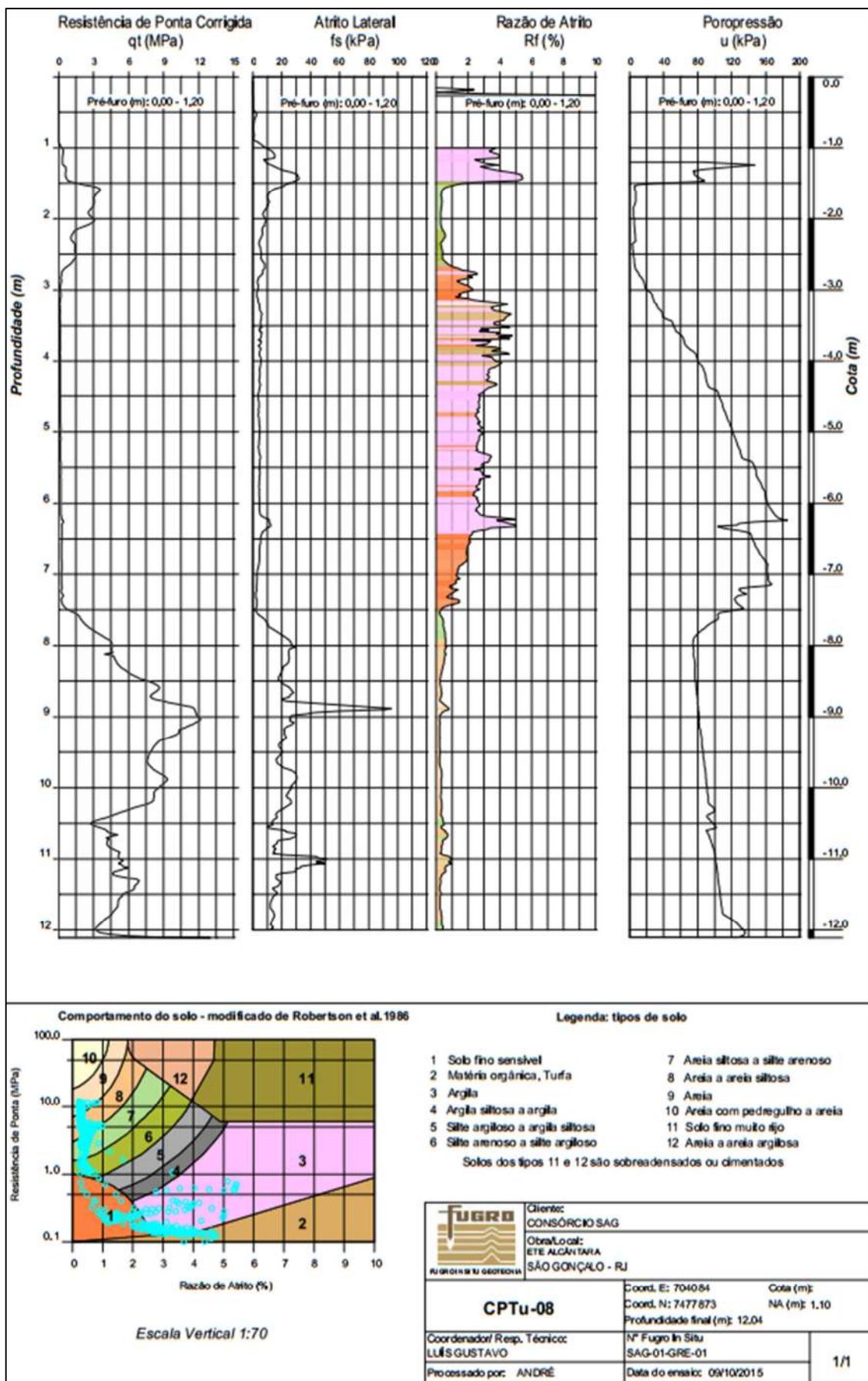


Figura A.9 – Ensaio CPTu-08(a)

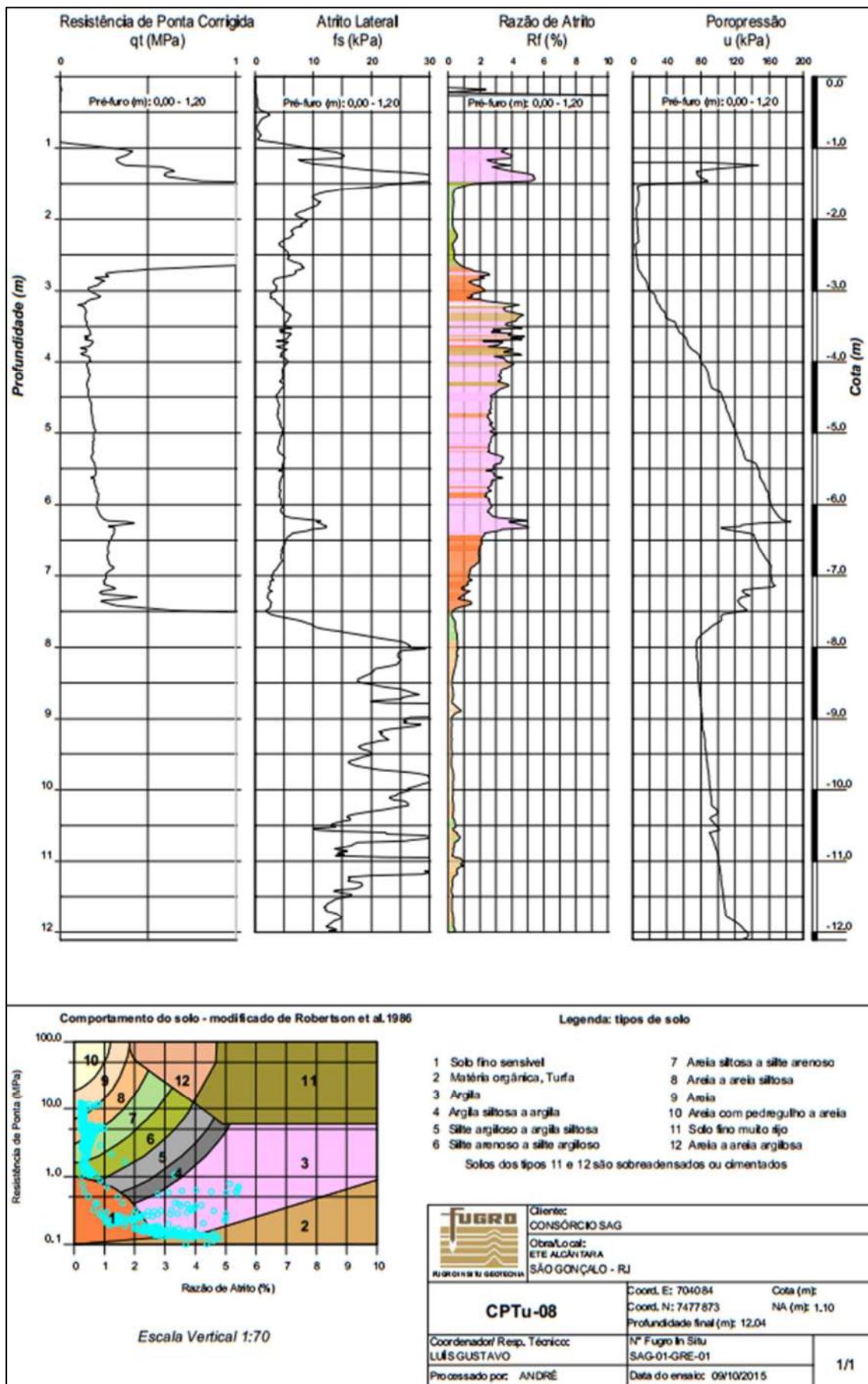


Figura A.10 – Ensaio CPTu-08(b)

ANEXO 3 – ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

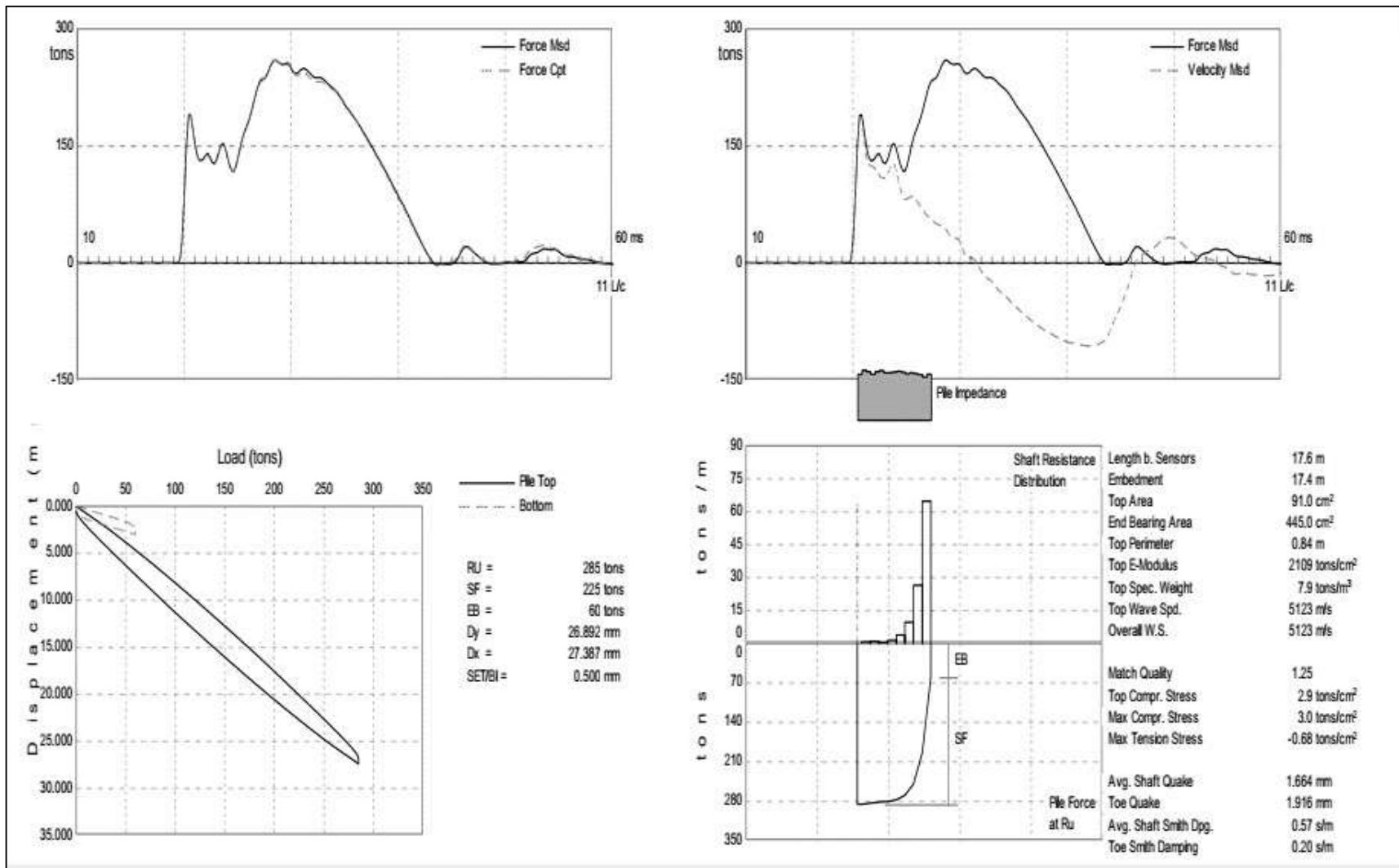


Figura A.11 – ECD E-113

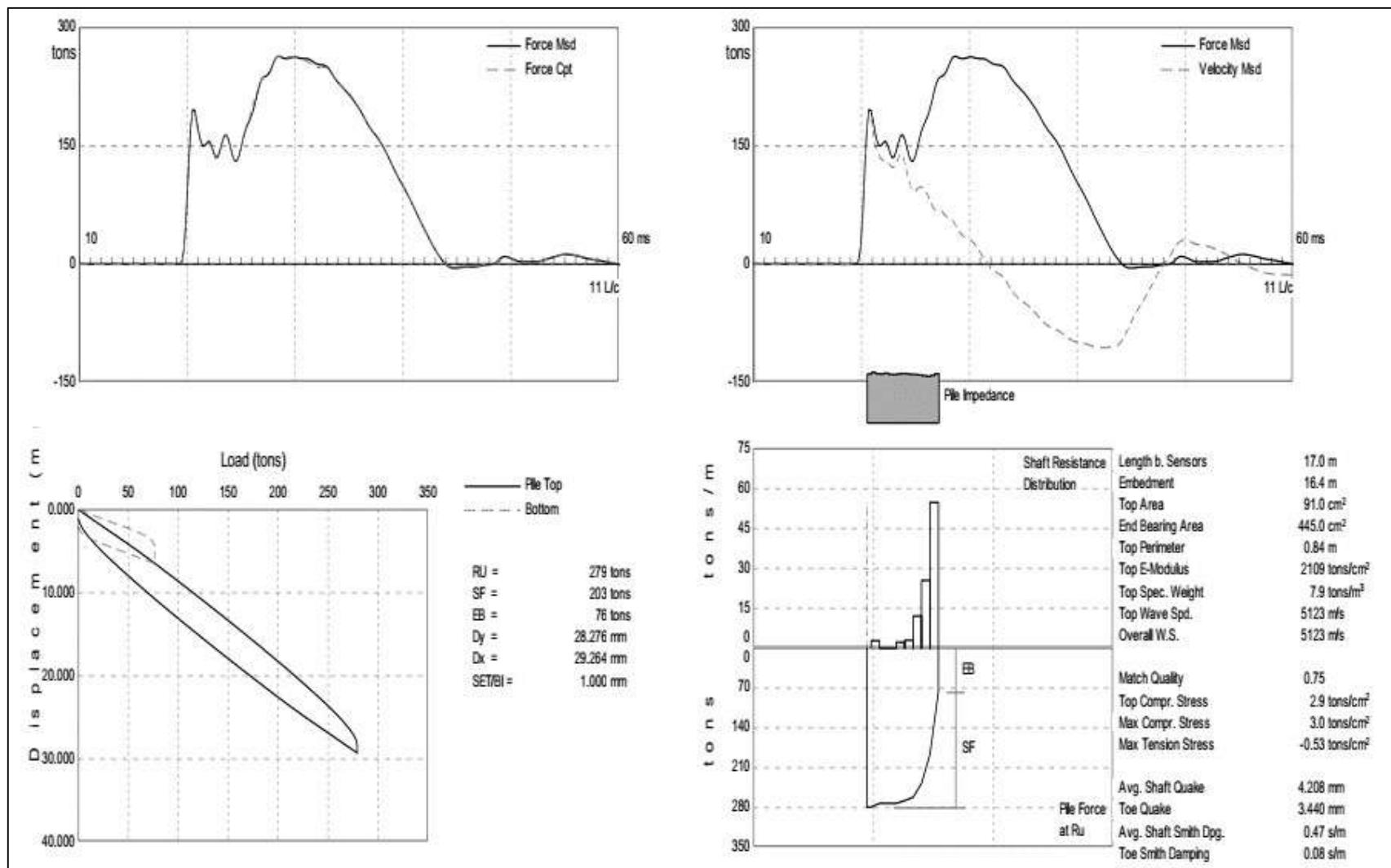


Figura A.12 – ECD E-114

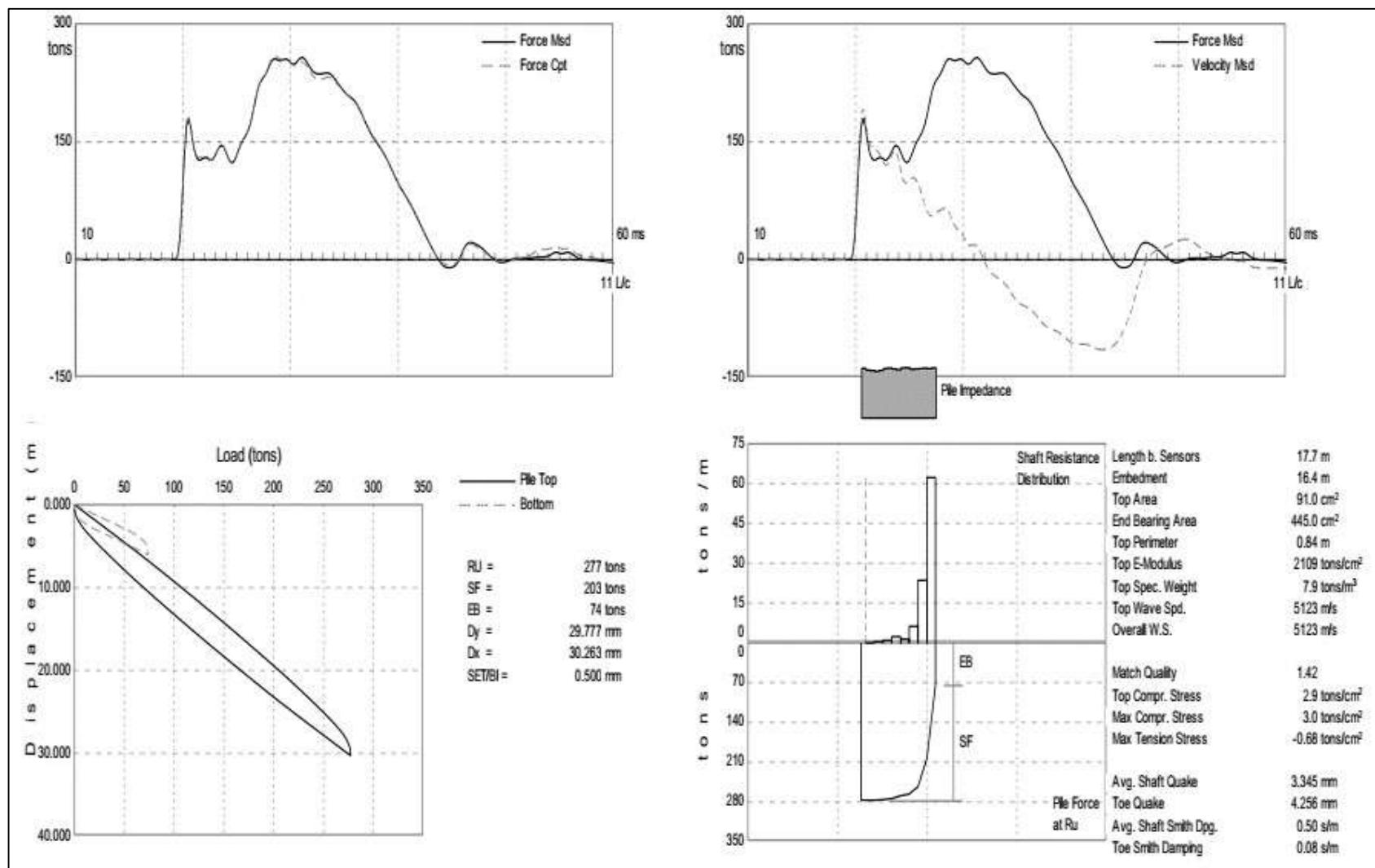


Figura A.13 – ECD E-115

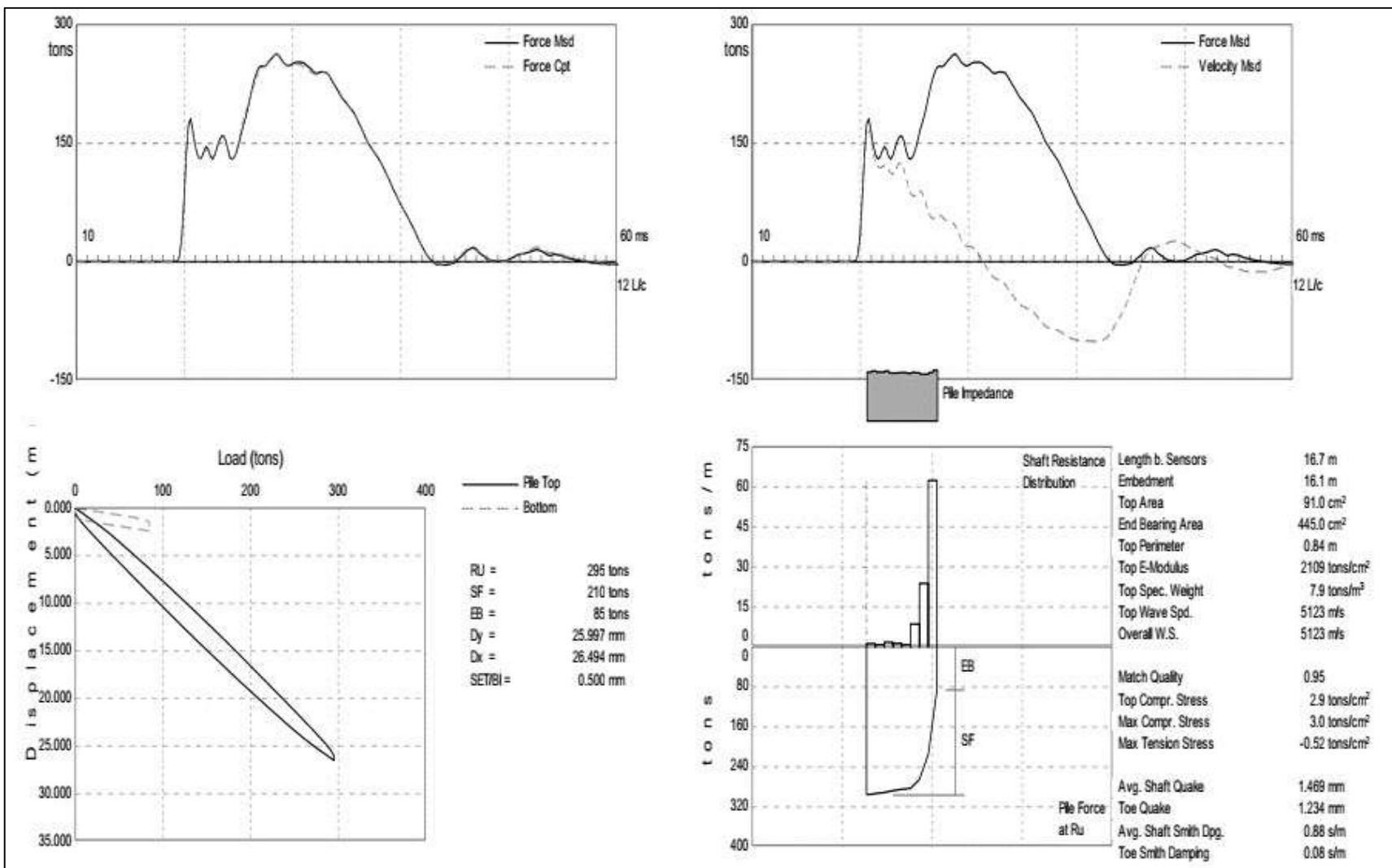


Figura A.14 – ECD E-116

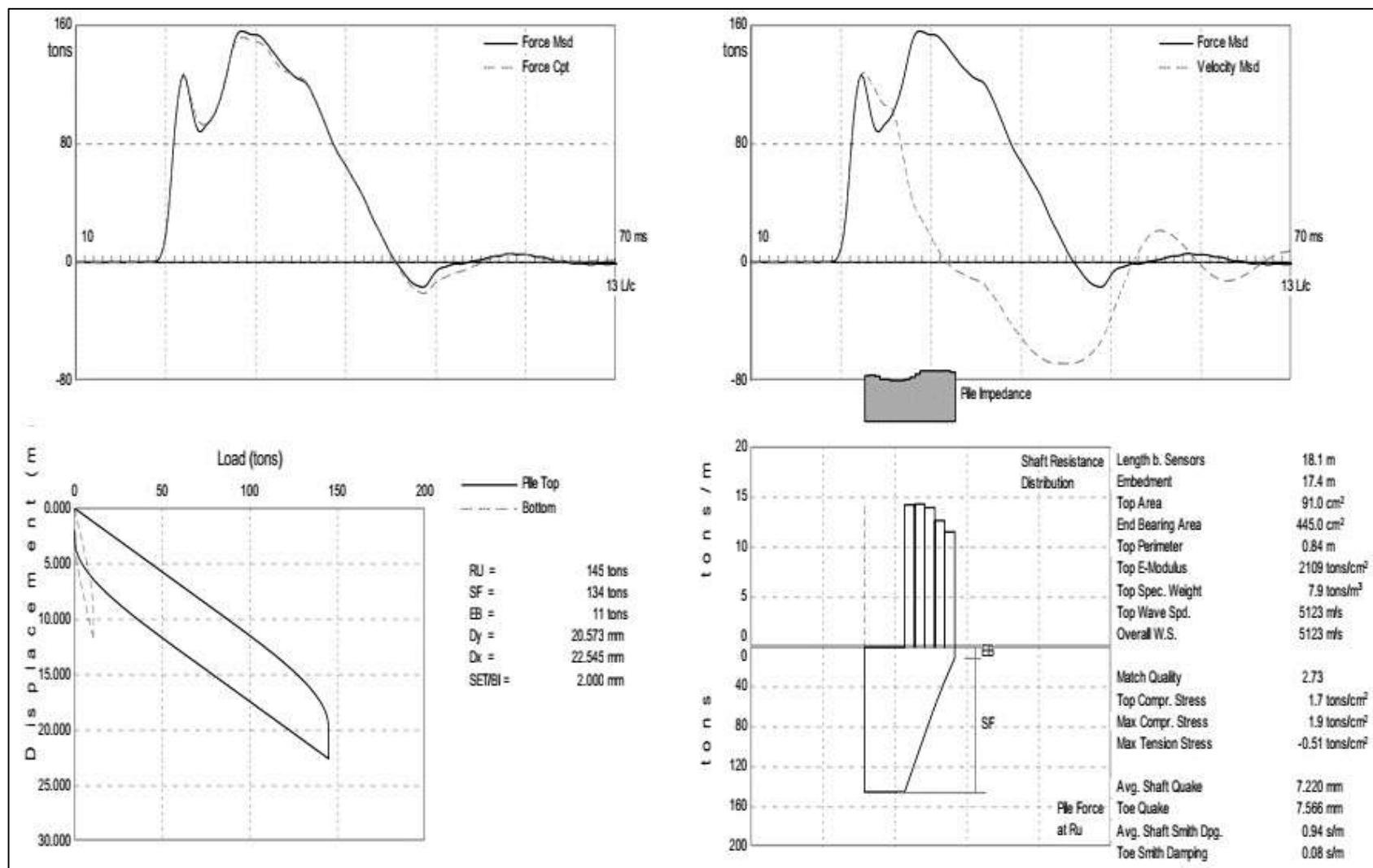


Figura A.15 – ECD E-148

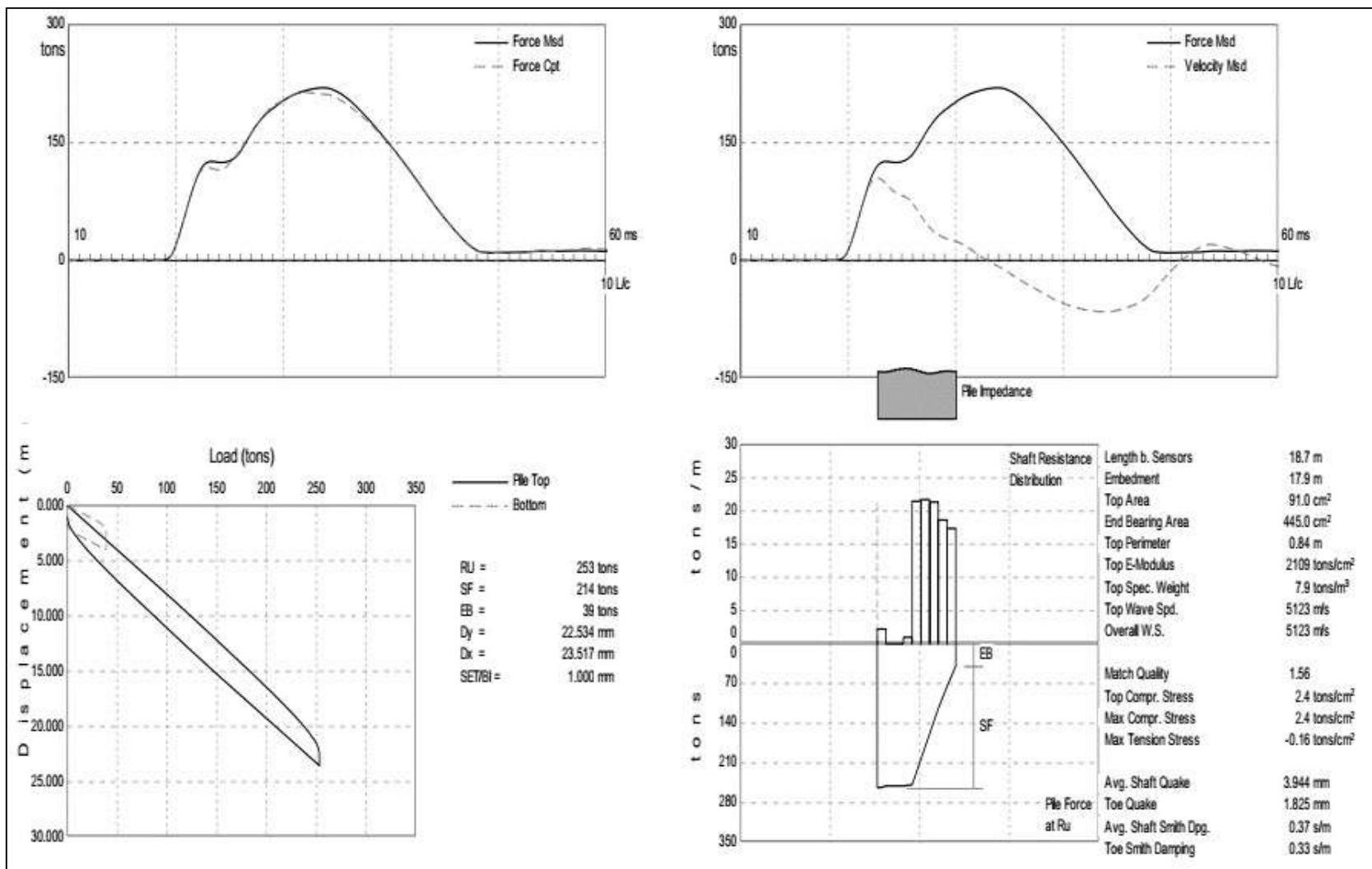


Figura A.16 – ECD E-156

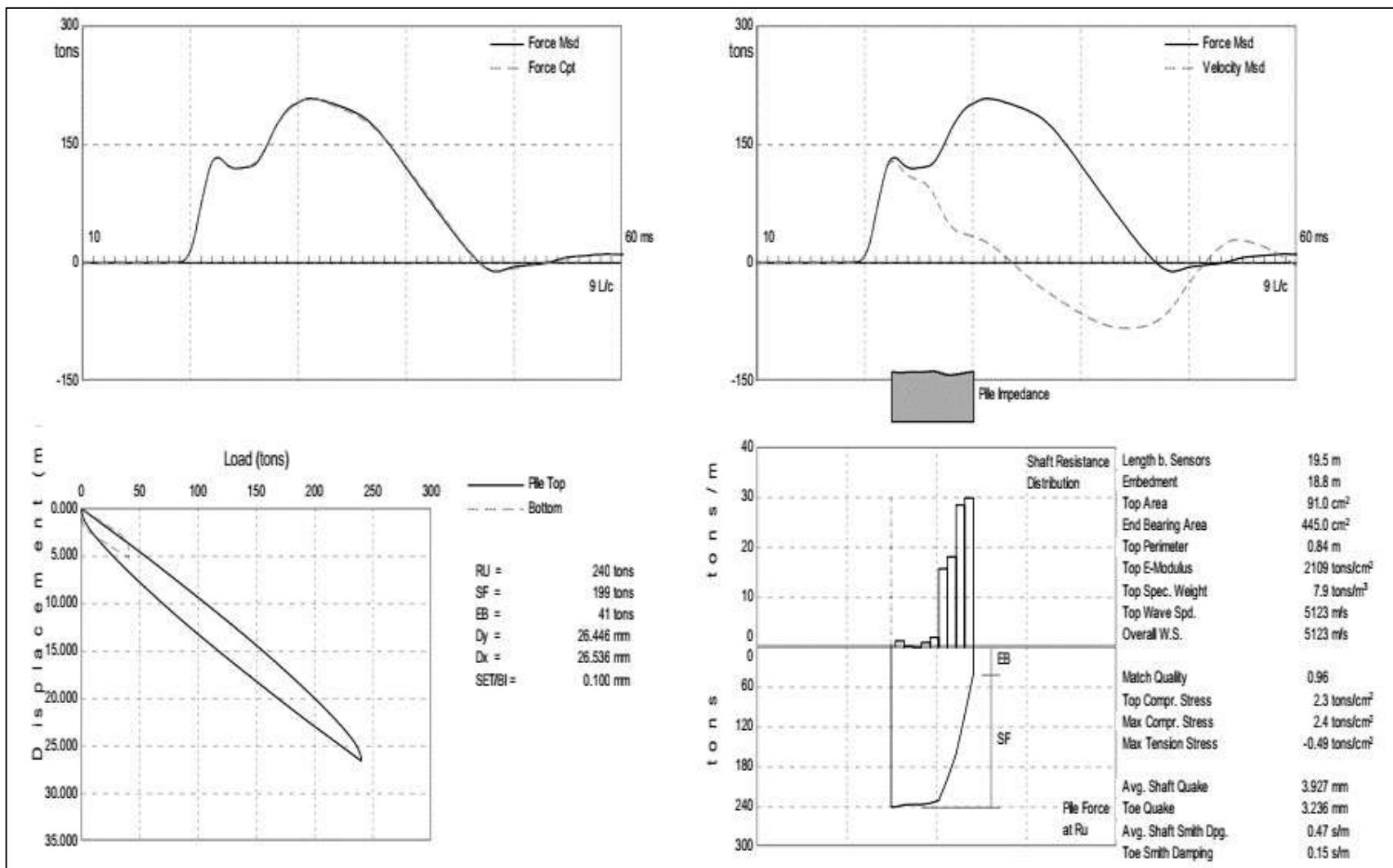


Figura A.17 – ECD E-240

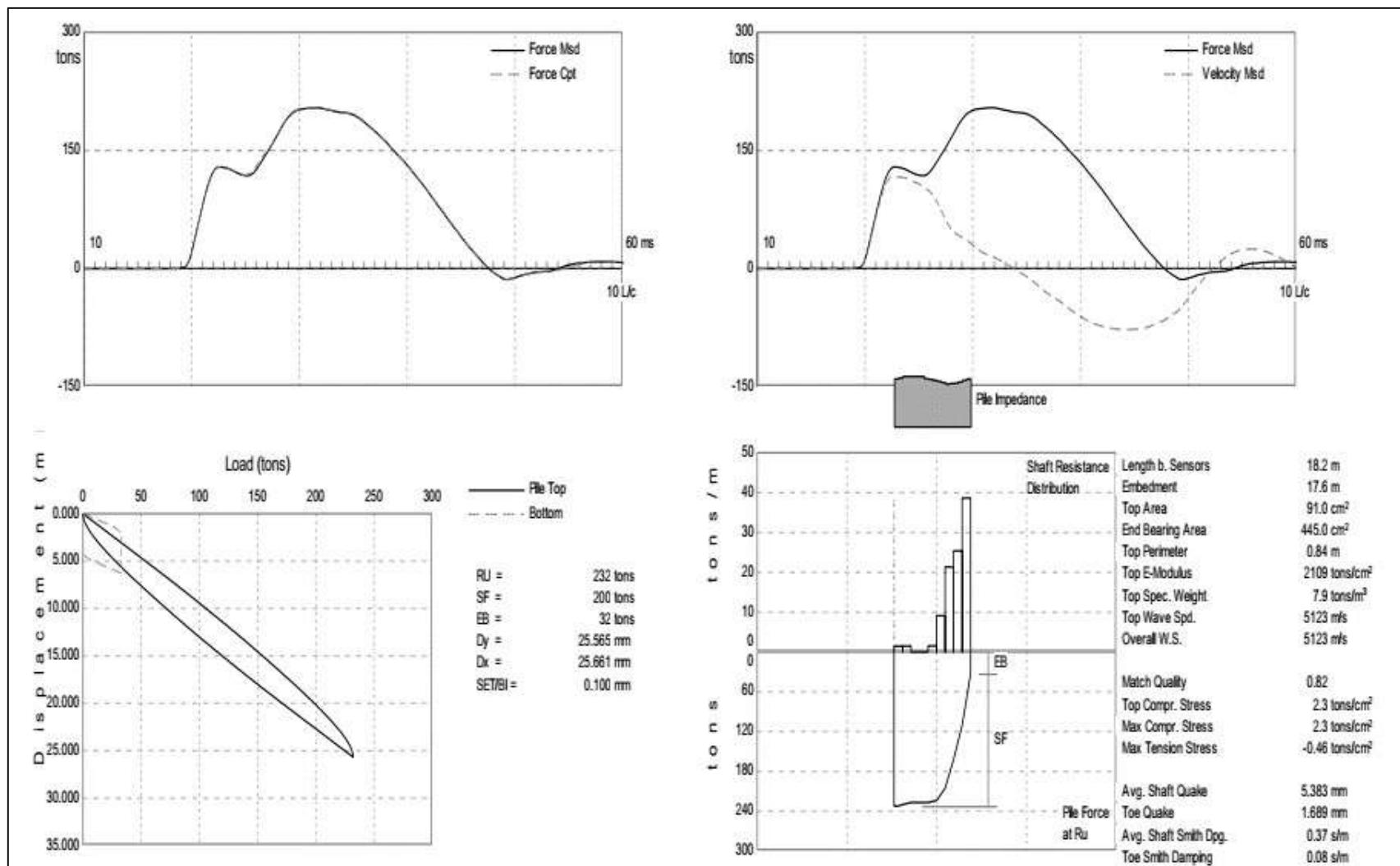


Figura A.18 – ECD E-260

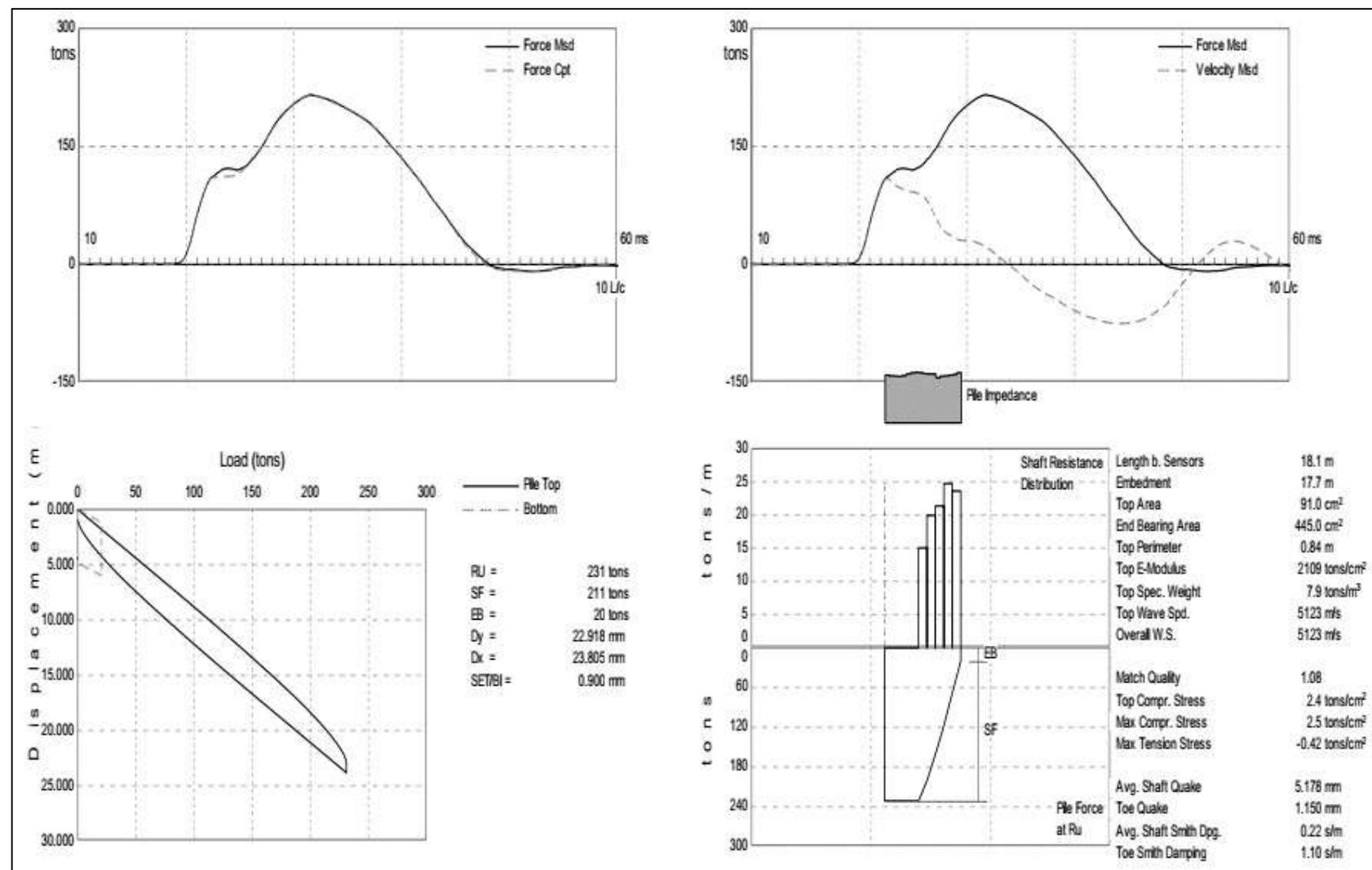


Figura A.19 – ECD E-265