

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES DO CAIS MODERNIZADO DO
PORTO NOVO DE RIO GRANDE (RS) APLICANDO METODOLOGIA BAYESIANA

por

Aline de Viegas Beloni

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, dezembro, 2016

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES DO CAIS MODERNIZADO DO
PORTO NOVO DE RIO GRANDE (RS) APLICANDO METODOLOGIA BAYESIANA

por

Aline de Viegas Beloni

Engenheira Civil

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande - FURG, como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Área de Concentração: Engenharia Costeira

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Co-orientador: Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves

Comissão de Avaliação:

Prof. Dr. Cesar Alberto Ruver

IFSul

Prof. Dr. André Tavares da Cunha Guimarães

PPGEO/FURG

Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

Escola de Engenharia/FURG

Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Rio Grande, dezembro, 2016

À minha família, em especial a pequena Maria Clara e ao meu esposo Rafael.

AGRADECIMENTOS

Aos professores do curso, pelos conhecimentos transmitidos no decorrer das disciplinas.

Ao prof. Cláudio R. R. Dias, pela disponibilização dos dados de obra analisados e pelo contínuo interesse na pesquisa.

Ao meu orientador Mauro Vasconcellos Real, pelos ensinamentos transmitidos.

Em especial ao meu co-orientador Antônio Marcos de Lima Alves, por me guiar no decorrer dessa etapa do trabalho, sempre indicando o caminho.

Enfim, sou grata a todos que de alguma forma contribuíram para a realização desse trabalho.

RESUMO

O objetivo deste trabalho é apresentar a aplicação de um procedimento de atualização da previsão da capacidade de carga geotécnica de estacas, tomando como base os registros documentados durante a execução das estacas. Essa atualização é obtida através da aplicação dos conceitos da análise bayesiana. A incerteza dos parâmetros é modelada por distribuições de probabilidade “a priori” e “a posteriori”. Para obtenção da distribuição “a priori” foram utilizados métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga das estacas baseados em resultados de ensaios SPT (Standard Penetration Test), adaptados para incluir a variabilidade dos resultados do ensaio. A estimativa da distribuição “a posteriori” foi realizada através da atualização da distribuição “a priori”, utilizando uma função de máxima verossimilhança baseada nos dados disponíveis em registros de cravação e na aplicação de uma fórmula dinâmica. Além disso, determinou-se o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha da estrutura, confrontando-se as resistências com as solicitações, antes e depois da atualização da capacidade de carga. Aplicou-se o procedimento em um estaqueamento em água da obra de remodelação do Porto Novo, em Rio Grande, RS.

Palavras-chaves: Estacas, Capacidade de carga, Análise probabilística, Teorema de Bayes, Análise de confiabilidade

ABSTRACT

The objective of this study is to present the application of a procedure to update the prediction of the geotechnical bearing capacity of piles, based on the records documented during the execution of the work. This update is obtained through the application of Bayesian analysis concepts. The uncertainty of the parameters is modeled by "a priori" and "a posteriori" probability distributions. To obtain the "a priori" distribution, semi-empirical methods were used to predict the bearing capacity of piles based on SPT (Standard Penetration Test) results, adapted to include the variability of the test results. The "a posteriori" distribution was estimated by updating the "a priori" distribution using a maximum likelihood function based on the data available in driving records and the application of a dynamic formula. In addition, the reliability index and the failure probability of the structure were determined by comparing the resistances with the loads, before and after the load capacity update. The procedure was applied in the remodeling work of Porto Novo, in Rio Grande, RS.

Keywords: Piles, Bearing capacity, Probabilistic analysis, Bayes theorem, Reliability analysis

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	23
1.1. Tema e importância da pesquisa.....	23
1.2. Objetivos.....	24
1.2.1. Objetivo geral.....	24
1.2.2. Etapas do trabalho.....	25
1.3. Organização do trabalho.....	25
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1. Estado da Arte.....	27
2.2. Previsão da capacidade de carga de estacas.....	29
2.2.1. Métodos racionais ou teóricos.....	31
2.2.2. Métodos semiempíricos.....	32
2.3. Medição da capacidade de carga de estacas.....	36
2.3.1. Nega e repique.....	37
2.3.2. Fórmulas dinâmicas.....	38
2.3.3. Teoria da equação da onda.....	38
2.3.4. Provas de carga estática.....	42
2.3.5. Ensaio de carregamento dinâmico.....	44
2.4. Análise probabilística aplicada a fundações.....	45
2.4.1. Aplicação da metodologia bayesiana ao estudo de fundações.....	45
2.4.2. Teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov.....	50
2.4.3. Método Probabilístico de Estimativas Pontuais.....	51
2.4.4. Método do Segundo Momento de Primeira Ordem.....	53
2.4.5. Confiabilidade em fundações.....	54
3. DESCRIÇÃO DA OBRA.....	59

3.1. Introdução.....	59
3.2. Município de Rio Grande	59
3.3. Porto Novo.....	60
3.4. Projeto de modernização do cais do Porto Novo.....	62
3.4.1. Descrição do projeto – Concepção estrutural.....	63
3.4.2. Obra geotécnica – Estaqueamento em água	64
3.4.3. Execução e controle do estaqueamento	65
4. ESTIMATIVA “A PRIORI” DA CAPACIDADE DE CARGA	67
4.1. Introdução.....	67
4.2. Condições de embuchamento das estacas	69
4.3. Procedimento de cálculo.....	70
4.3.1. Metodologia proposta por Alves e Amadori (2012).....	71
a) Método de Aoki e Velloso.....	73
b) Método de Décourt e Quaresma	75
4.4. Resultados obtidos.....	76
5. FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA	83
5.1. Introdução.....	83
5.2. Procedimento de cálculo.....	83
5.2.1. Metodologia proposta por Guttormsen (1987).....	83
5.2.2. Metodologia aplicada no presente trabalho	86
5.2.3. Definição da fórmula dinâmica	88
5.2.4. Parâmetros considerados determinísticos na Fórmula de Weisbach	90
5.2.5. Parâmetros considerados aleatórios na Fórmula de Weisbach	90
5.3. Resultados obtidos.....	93
5.3.1. Parâmetros da distribuição de probabilidade das capacidades de carga das estacas.....	93

5.3.2. Comparativo entre a Função de Verossimilhança e a estimativa “a priori”	96
6. ESTIMATIVA “A POSTERIORI”	98
6.1. Introdução.....	98
6.2. Procedimento de cálculo.....	98
6.3. Resultados obtidos.....	98
7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS CARGAS SOBRE AS ESTACAS	102
7.1. Introdução.....	102
7.2. Procedimento de cálculo.....	102
7.3. Resultados obtidos.....	103
8. ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES	105
8.1. Introdução.....	105
8.2. Índice de confiabilidade	105
8.3. Resultados obtidos.....	105
8.3.1. Solicitação versus Capacidade “a priori”	106
8.3.2. Solicitação versus Capacidade “a posteriori”	113
9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	119
9.1. Conclusões.....	119
9.2. Sugestões para futuras pesquisas.....	122
10. REFERÊNCIAS	123

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Capacidade de carga de fuste e de ponta de estaca.	30
Figura 2.2 – Mecanismo de ruptura da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi, 1943; Meyerhof,1951,1976; Berzantzev et al,1961 e Vésic 1972).....	31
Figura 2.3 – Observação da cravação de uma estaca: a) medida simples da nega, b) medida da nega e repique (Velloso e Lopes, 2010).	37
Figura 2.4 – Barra homogênea sujeita a onda de tensão compressiva (Velloso e Lopes, 2010).....	40
Figura 2.5 – Analogia de Smith (1960) apud Velloso e Lopes (2010).	42
Figura 2.6 – Sistema de reação para um ensaio de prova de carga estática: a) cargueira; b) estacas de reação; e c) tirantes. (modificado de Velloso e Lopes, 2010).	43
Figura 2.7 – Equipamento para operação de um ensaio dinâmico: a) Operação com martelo; e b) Equipamento PDA, transdutores na estaca (Moretti Engenharia, 2011).	45
Figura 2.8 – Espaço amostral, com suas partições e B um evento qualquer deste espaço amostral.	46
Figura 2.9 – Distribuições “a priori” e “a posteriori” e função de verossimilhança. ...	47
Figura 2.10 – Teste de Kolmogorou-Smirnov.	50
Figura 2.11 – Abordagem determinista da capacidade e demanda (Cintra e Aoki, 2010).....	55
Figura 2.12 – Curva de distribuição de probabilidade de capacidade e demanda (Cintra e Aoki, 2010)	55
Figura 2.13 – Método do índice de confiabilidade, representando a função margem de segurança (Cintra e Aoki, 2010).....	57
Figura 2.14 – Relação entre índice de confiabilidade e o inverso da probabilidade de falha. (Fonte: Cintra e Aoki, 2010).....	58
Figura 3.1 – Localização do município de Rio Grande (Google Maps, 2016).	59

Figura 3.2 – Complexo Portuário (SUPRG, 2011).....	60
Figura 3.3 – Área de atendimento portuário do Porto Novo de Rio Grande (SUPRG, 2011).....	61
Figura 3.4 – Trecho da obra de modernização do novo cais do Porto Novo (SUPRG, 2008).....	62
Figura 3.5 – Esquema de um módulo do cais (Lobo, 2003).....	63
Figura 3.6 – Seção transversal do cais (Lobo, 2003).	64
Figura 3.7 – Cravação de tubo metálico (Lobo, 2003).....	65
Figura 3.8 – Esquema de cravação do martelo diesel (Lobo, 2003)	66
Figura 4.1 – Áreas de influência (Lobo, 2003).	67
Figura 4.2 – Perfil longitudinal em água.	68
Figura 4.3 – Resistência mobilizada na condição “embuchada”	69
Figura 4.4 – Resistência mobilizada na condição “não-embuchadas”.....	69
Figura 4.5 – Distribuição da capacidade de carga ao longo da profundidade, para a sondagem S1A, pelo método de Aoki e Velloso: a) condição não-embuchada; e b) condição embuchada.	70
Figura 4.6 – Discretização da estaca (Alves e Amadori, 2012).....	72
Figura 4.7 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S1A.	77
Figura 4.8 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S1A.	77
Figura 4.9 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S2B.	78
Figura 4.10 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S2B.	78
Figura 4.11 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S3B.	79
Figura 4.12 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e	

Quaresma para a sondagem S3B.	79
Figura 4.13 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S4A.	80
Figura 4.14 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S4A.	80
Figura 4.15 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S5.	81
Figura 4.16 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S5.	81
Figura 5.1 – Resistência mobilizada durante a cravação versus o número de golpes por penetração (Cabral, 2008).	84
Figura 5.2 – Obtenção dos limites (inferiores e superiores) do número de golpes por penetração, correspondente ao valor esperado da resistência mobilizada durante a cravação (Cabral, 2008).	85
Figura 5.3 – Curvas de capacidade de carga versus o inverso da nega.	87
Figura 5.4 – α em função da porcentagem de atrito.	89
Figura 7.1 – Coeficiente de variação CV versus razão r	104
Figura 8.1 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).	107
Figura 8.2 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).	107
Figura 8.3 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).	108
Figura 8.4 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a priori, método de Décourt e	

Quaresma).....	108
Figura 8.5 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).....	109
Figura 8.6 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).....	109
Figura 8.7 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).....	110
Figura 8.8 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).....	110
Figura 8.9 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).	111
Figura 8.10 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).....	111
Figura 8.11 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).....	113
Figura 8.12 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).....	114
Figura 8.13 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).....	114
Figura 8.14 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do	

coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).....	115
Figura 8.15 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).....	115
Figura 8.16 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).....	116
Figura 8.17 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).....	116
Figura 8.18 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).....	117
Figura 8.19 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).....	117
Figura 8.20 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).....	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de k_{AV} e α_{AV} (Laprovitera, 1988).....	34
Tabela 2.2 – Valores de $F1$ e $F2$ (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993).....	34
Tabela 2.3 – Valores de k_{DQ}	35
Tabela 2.4 – Valores atribuídos ao coeficiente α_{DQ} em função do tipo do solo.....	36
Tabela 2.5 – Valores atribuídos ao coeficiente β_{DQ} em função do tipo do solo.....	36
Tabela 2.6 – Prova de carga estáticas do tipo lento e rápido (Neves, 2004 apud Luzzardi, 2015).....	44
Tabela 2.7 – Valores de β em função da probabilidade de falha p_f	58
Tabela 4.1 – Parâmetros da distribuição “a priori” – Método de Aoki e Velloso.....	82
Tabela 4.2 – Parâmetros da distribuição “a priori” – Método de Décourt e Quaresma.	82
Tabela 5.1 – Parâmetros determinísticos adotados na fórmula dinâmica.....	90
Tabela 5.2 – Parâmetros aleatórios adotados na fórmula dinâmica.....	91
Tabela 5.3 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S1A.....	93
Tabela 5.4 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S2B.....	94
Tabela 5.5 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S3B.....	94
Tabela 5.6 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S4A.....	95
Tabela 5.7 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S5.....	95
Tabela 5.8 – Comparativo entre “a priori” e função de Verossimilhança.....	96
Tabela 5.9 – Comparativo entre as profundidades previstas pela estimativa “a priori” e	

as profundidades médias alcançadas.	97
Tabela 6.1 – Resultados da estimativa “a posteriori”, considerando o método de Aoki e Velloso na estimativa “a priori”.....	99
Tabela 6.2 – Resultados da estimativa “a posteriori”, considerando o método de Décourt e Quaresma na estimativa “a priori”.....	99
Tabela 6.3 – Comparativo da capacidade de cargas médias (kN).	100
Tabela 6.4 – Comparativo do coeficiente de variação CV da estimativa “a priori”, a função de verossimilhança e a estimativa “a posteriori”.....	101
Tabela 7.1 – Dados de entrada para análise probabilística das cargas sobre as estacas.	103
Tabela 7.2 – Resultados da análise probabilística das cargas adotando $r = 0,5$	103
Tabela 7.3 – Resultados da análise probabilística das cargas adotando $r = 0,7$	104
Tabela 7.4 – Resultados da análise probabilística das cargas adotando $r = 0,9$	104
Tabela 8.1 – Fatores de segurança globais obtidos na análise Solicitação versus capacidade “a priori” e na análise Solicitação versus capacidade “a posteriori”	106

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos Latinos

A área da seção transversal da estaca.

A_b área da ponta da estaca.

\bar{A} média da porcentagem de atrito.

C capacidade de carga.

CV coeficiente de variação.

C_w representa a velocidade de propagação da onda.

D demanda.

D_{crit} distância máxima vertical crítica – Teste de Kolgomorov – Smirnov.

$D_{máx}$ distância máxima vertical – Teste de Kolgomorov – Smirnov.

dx é um segmento de barra.

E módulo de elasticidade do material que compõe a estaca.

$E[Q_{b,n}]$ valor esperado da resistência de ponta.

$E[Q_{u,n}]$ valor esperado da capacidade de carga.

$E[\Delta Q_{si}]$ valor esperado da resistência lateral do segmento i da estaca.

$E[X_n] = \bar{X}_n$ valor esperado de média.

e_H eficiência do martelo de cravação.

F indicador de falha.

F_k carga característica máxima por estaca.

F_s fator de segurança global.

FC fator de correção.

FD razão entre a capacidade mobilizada por esforço dinâmico e por esforço estático.

FT razão entre a capacidade estática a longo prazo e a curto prazo.

F_1 e F_2 fatores de escala e de execução, relacionadas ao tipo de estaca.

$f_C(S)$ valor representado pela curva de densidade de probabilidade da capacidade.

$f_D(S)$ valor representado pela curva de densidade de probabilidade da demanda.

G_k parcela de carga permanente.

h altura de queda do martelo.

k_{AV} representa o coeficiente que expressa a relação entre a resistência da ponta medida no ensaio de penetração estática (CPT) e o número de golpes medidos no ensaio SPT (N_{SPT}).

k_{DQ} coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_b em função do tipo de solo.

L comprimento da estaca.

L_n comprimento total da estaca.

L^* comprimento equivalente da estaca.

m_{x_i} média da distribuição da variável aleatória X_i .

N inverso da probabilidade de falha.

N_b é o valor médio de N_{SPT} , na ponta da estaca.

$N_{b,n}$ média aritmética entre o valor do N_{SPT} medido na profundidade anterior à posição da ponta da estaca, na profundidade da ponta e na profundidade posterior à posição da ponta da estaca.

N_i é o valor de N_{SPT} , medido no trecho do fuste estudado.

N_S é o valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca.

N_{SPT} número de golpes para o amostrador penetrar 30 cm.

$p(A_i / B)$ probabilidade condicional de ocorrência do evento A_i , sabendo-se que o evento B ocorreu.

$p(B / A_i)$ probabilidade condicional de ocorrência do evento B , sabendo-se que o evento A_i ocorreu.

$p(A_i)$ probabilidade de ocorrência do evento A_i .

p_f probabilidade de falha.

Q_a carga admissível.

Q_b parcela de capacidade por ponta.

$Q_{b,n}$ parcela de resistência da ponta da estaca, no segmento n .

Q_d resistência (dinâmica) mobilizada ao final da cravação.

Q_k parcela de carga variável.

Q_s parcela de capacidade por atrito lateral.

$Q_{s,n}$ parcela da resistência devido ao atrito lateral da estaca, do segmento n .

Q_U capacidade de carga à compressão.

$Q_{u,n}$ capacidade de carga do segmento n da estaca.

q_b tensão normal de ruptura na ponta da estaca.

q_{cone} tensão normal medida na ponta do cone.

r razão entre a parcela da carga permanente e da carga variável.

s nega.

U perímetro da ponta da estaca.

u é o deslocamento da barra.

\ddot{u} aceleração da partícula no sentido x .

$V[Q_{b,n}]$ variância da resistência de ponta.

$V[\Delta Q_{si}]$ variância da resistência lateral do segmento i da estaca.

$V[X_n]$ variância da variável aleatória X_n .

W peso do martelo.

X_i e X_j variáveis aleatórias.

Z função margem de segurança.

Símbolos Gregos

α fator de proporcionalidade, função do mecanismo de transferência da carga das estacas.

α_{AV} corresponde a relação entre as resistências de ponta e lateral medida no ensaio de penetração estática.

α_{DQ} coeficiente em função do tipo de estaca e do tipo do solo.

β índice de confiabilidade.

β_{DQ} coeficiente em função do tipo de estaca e do tipo do solo.

ΔL comprimento do trecho da estaca para efeito de cálculo.

μ_C média da capacidade de carga das estacas.

μ_D média da demanda.

μ_L valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança).

μ_P valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada anterior a cravação (“a priori”).

μ_U valor esperado da distribuição atualizada da capacidade de carga (“a posteriori”).

μ_Z média da margem de segurança.

ρ massa específica.

ρ_{CD} coeficiente de correlação entre capacidade de carga das estacas e demanda.

ρ_{CQ} coeficiente de correlação entre a parcela da carga permanente e a parcela de carga variável.

ρ_{ij} coeficiente de correlação entre duas variáveis aleatórias conhecidas X_i e X_j .

- τ_{cone} tensão cisalhante medida na luva de atrito do cone.
- τ_s tensão cisalhante de ruptura na área lateral da estaca.
- σ_{xi} desvio padrão da distribuição da variável aleatória X_i .
- σ_z desvio padrão da margem de segurança.
- σ_C^2 variância da capacidade de carga das estacas.
- σ_D^2 variância da demanda.
- σ_L^2 variância da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança).
- σ_P^2 variância da distribuição da capacidade de carga calculada anterior a cravação (“a priori”).
- σ_U^2 variância da distribuição atualizada da capacidade de carga (“a posteriori”).

LISTA DE ABREVIATURAS

ANTAQ	Agência Nacional de Transportes Aquaviários.
BCN	Blow count number.
CPT	Cone Penetration Test.
CASE	Case Western Reserve Institute.
CAPWAP	Case Pile Wave Analysis Program.
FOSM	First Order Second Moment Method.
FS	Fator de Segurança.
NBR	Norma Brasileira.
SRD	Soil resistance to driving.
SPRG	Superintendência do Porto de Rio Grande.
SPT	Standard Penetration Test.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Tema e importância da pesquisa

Para avaliação do nível de confiabilidade de um determinado processo ou sistema, é necessária uma avaliação cuidadosa das incertezas associadas à sua capacidade e à sua demanda. Essa avaliação, em geral, pode ser realizada convenientemente aplicando-se ferramentas probabilísticas, que permitem estudar os efeitos combinados das incertezas, incorporando-as na análise.

Em especial, o projeto de fundações de qualquer tipo de estrutura envolve incertezas oriundas de várias fontes (AOKI, 2002). Algumas destas fontes são: variabilidade espacial das propriedades do subsolo; investigação geotécnica limitada; alterações no comportamento do solo ocorridas durante e após a execução da fundação; simplificações adotadas nos modelos de cálculo; desconhecimento do exato mecanismo de interação solo-fundação; variabilidade na magnitude das cargas aplicadas aos elementos de fundação.

Lacasse e Nadim (1998) afirmam que a estatística, as análises de confiabilidade e as estimativas de risco podem ser ferramentas de apoio às decisões muito úteis na Engenharia Geotécnica, e avaliam as razões pelas quais este tipo de estudo é raro na prática. Segundo Duncan (2000), as teorias probabilísticas de análise de confiabilidade podem ser aplicadas na Engenharia Geotécnica através de procedimentos simples, sem exigir mais dados além daqueles normalmente necessários para uma análise determinística convencional. Com um esforço adicional relativamente pequeno, é possível um refinamento considerável na avaliação da segurança e confiabilidade de um projeto geotécnico. De Mello (2002) também defende a aplicação de análises probabilísticas simples aos projetos geotécnicos, visando rechaçar o que o autor chama de “receitas-dogmas” em prol da incorporação de dados experimentais à avaliação de incertezas.

Destaca-se que os fatores de segurança exigidos pela NBR 6122 (2010) não asseguram a ausência de risco de falha. Neste contexto, considera-se que não existe projeto cem por cento seguro. Portanto, em projetos geotécnicos de fundações, além de garantir os fatores de segurança propostos por norma, deve-se estimar uma determinada probabilidade de falha aceitável para a fundação.

Dentre as abordagens probabilísticas passíveis de aplicação na Engenharia Geotécnica, a abordagem bayesiana tem por característica fundamental a ideia de que a amostra não precisa ser a única fonte de informações (ao contrário da abordagem frequentista). Através da aplicação do Teorema de Bayes torna-se possível, de uma forma racional, combinar as informações disponíveis anteriormente à amostragem (probabilidade subjetiva) com as informações contidas na própria amostra (probabilidade objetiva), valendo-se de uma função de máxima verossimilhança. Pode-se, assim, obter um nível de conhecimento atualizado, posterior à amostragem (HACHICH, 1998).

No contexto bayesiano, entende-se que o risco é fruto de incertezas e consequências. Ainda que as incertezas sejam grandes, se as consequências forem pequenas, pequenos serão os riscos. Por outro lado, se as consequências são maiores, reduzir riscos significa reduzir incertezas (ou probabilidade de comportamento insatisfatório). Nesse sentido, a probabilidade de falha aceitável para uma fundação deve levar em conta o vulto da obra, os custos de reparação e as consequências de perdas materiais e de vidas humanas decorrentes de uma falha na fundação.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é estimar a confiabilidade geotécnica das estacas do cais modernizado do Porto Novo de Rio Grande (RS), aplicando um procedimento de atualização da previsão da capacidade de carga geotécnica com base em resultados de monitoramento durante a execução da obra. As informações para tal análise foram disponibilizadas através da avaliação de boletins de cravação, sondagens, relatórios de obra, desenhos, memoriais de cálculo e entre outros. Esses registros foram documentados durante a execução dos trabalhos. Para tal, foram aplicados os conceitos da análise bayesiana e da teoria de confiabilidade.

1.2.2. Etapas do trabalho

Visando-se atingir o objetivo geral inicial deste trabalho, foram realizadas as seguintes etapas:

- a) Realizou-se a estimativa “a priori” de capacidade de carga das estacas, a partir dos resultados de métodos semi-empíricos de previsão baseados em resultados de ensaios SPT (Standard Penetration Test), adaptados para incluir a variabilidade dos resultados do ensaio.
- b) Construiu-se a função de máxima verossimilhança, considerando-se os registros documentados durante a cravação das estacas, associados à adoção de uma fórmula dinâmica.
- c) Efetuou-se a estimativa “a posteriori” de capacidade de carga das estacas, a partir da combinação da estimativa subjetiva (“a priori”) com a estimativa objetiva (função de verossimilhança), através do teorema de Bayes.
- d) Analisou-se a distribuição probabilística das cargas aplicadas sobre as estacas.
- e) A partir dos resultados de capacidade de carga “a posteriori” e da distribuição probabilística dos carregamentos, foram determinados índices de confiabilidade, que traduzem a probabilidade de falha das fundações do cais.

1.3. Organização do trabalho

O texto está dividido em nove capítulos. Após o primeiro, introdutório, segue-se o Capítulo 2, onde consta uma revisão bibliográfica, abordando os assuntos concernentes à realização deste trabalho. No Capítulo 3, expõe-se a descrição da obra, apresentando-se o projeto de modernização do cais do Porto Novo de Rio Grande (RS).

O Capítulo 4 demonstra o procedimento de cálculo utilizado para construir a

estimativa “a priori”, assim como os resultados obtidos.

No Capítulo 5 apresenta-se a função de verossimilhança e resultados obtidos, utilizando a proposta apresentada por Guttormsen (1987), com algumas modificações.

O Capítulo 6 mostra o desenvolvimento da estimativa “a posteriori” na qual é realizada a atualização da capacidade de carga das estacas, aplicando a teoria Bayesiana.

No Capítulo 7 apresenta-se o procedimento para a análise probabilística das cargas sobre as estacas.

O Capítulo 8 analisa a confiabilidade dos elementos de fundações. Apresentando os resultados dos índices de confiabilidade β , a probabilidade de falha p_f e o fator de segurança F_s .

E no Capítulo 9 apresentam-se as conclusões do estudo, as principais considerações e as sugestões para futuros trabalhos.

No final deste documento encontram-se as Referências, no Capítulo 10.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Estado da Arte

Nos últimos anos, tem sido abordado um conceito de segurança mais abrangente que o usualmente adotado, no qual se considera que uma determinada estrutura seria segura com base em fatores de segurança – determinísticos – propostos normativamente. Nos estudos mais recentes procura-se incluir a análise de confiabilidade de uma determinada estrutura, visando à determinação da sua probabilidade de falha.

Dentre os estudos que mais se destacam nesta área, podem ser citados os que propõem a atualização da capacidade de carga de estacas, a partir de procedimentos baseados no Teorema de Bayes, tais como:

Baecher e Rackwitz (1982), baseados nos estudos propostos por Kay (1976, 1977), propõem uma abordagem estatística bayesiana para combinar informações prévias, por meio de fórmulas que determinam a capacidade de carga das estacas com os resultados de provas de carga. Neste estudo apresenta-se um procedimento consistente para lidar com as variações da capacidade de carga da estaca dentro de canteiros de obra individuais e, entre eles, incorporando as variabilidades do local, como incertezas estatísticas. Além disso, o estudo propõe um refinamento do uso de índices de confiabilidade.

Sugai e Matsuo (1993) apresentam um estudo cujo principal objetivo é fornecer um método probabilístico para controle de cravação de estacas, em que a parcela de atrito lateral e a capacidade de carga total são independentemente estimados. O estudo demonstra dois resultados para a análise em questão. O primeiro determina índices de capacidade de carga final para cravação de estacas, com base na análise de confiabilidade, em que se considera que a capacidade de carga final deve ser alterada entre 80% e 120% em relação à estimativa realizada por meio de um método de previsão habitual, conforme a porcentagem de atrito lateral da estaca. O segundo resultado é baseado no Teorema de Bayes, em que as informações obtidas a partir de provas de carga estática são aplicadas à análise de confiabilidade proposta. Para estacas de atrito, a capacidade de carga final deve ser alterada em cerca de 40% a 120% em relação ao valor padrão de norma, em casos onde não há resultados disponíveis de provas de carga.

Lacasse e Nadim (1998) apresentam análises de confiabilidade e estimativas de risco como uma ferramenta muito útil para tomada de decisões, frente a problemas geotécnicos. Destacam alguns casos em diferentes áreas da engenharia geotécnica, e discutem os resultados que teriam sido insatisfatórios sem o uso de procedimentos de risco. Neste estudo é dada a ênfase em especial a fundações profundas e superficiais.

Zhang e Tang (2002) realizaram um estudo que incorpora os resultados de provas de carga em um projeto de estacas, tomando como base os conceitos bayesianos para auxiliar nas decisões a respeito dos resultados das provas de carga. Para ilustrar a metodologia proposta, foram apresentados resultados associados com o método de projeto para estacas cravadas, a partir de ensaios SPT, assim como estudos paramétricos, que foram realizados para avaliar o efeito do número de testes de carga sobre os fatores de resistência atualizados. Neste estudo conclui-se que para os mesmos resultados a inferência bayesiana permite fatores de segurança mais elevados ou menor comprimento de estaca do que os interpretados a partir da abordagem do projeto de tensão admissível convencional.

Santos (2007) apresenta uma atualização da previsão da capacidade de carga para estacas de deslocamento com as informações coletadas a partir de provas de carga estática conduzidos até a ruptura e de ensaios de carregamento dinâmicos. A atualização proposta baseia-se nos conceitos da inferência bayesiana.

O estudo de Cabral (2008) consiste na adaptação de estacas em terra “onshore”, de um procedimento utilizado em estacas “offshore”, no qual trata da atualização da capacidade de carga, com base nas informações documentadas durante a execução da obra. A atualização da capacidade de carga é proposta através dos conceitos bayesianos. A obra estudada foi um extenso estaqueamento executado na Zona Oeste do Rio de Janeiro (Vila Panamericana).

Magalhães (2011) aplica em seu estudo um procedimento de atualização da previsão da capacidade de carga de estacas. Tal procedimento foi aplicado no estaqueamento em água da obra de remodelação do cais do Porto Novo em Rio Grande (RS). Essa atualização da capacidade de carga das estacas se deu através de um procedimento baseado na Teoria Bayesiana.

Vale ressaltar a diferença entre o estudo de Magalhães (2011) e o presente estudo. Magalhães (2011) aplicou o procedimento de atualização da capacidade de carga do estaqueamento do cais do Porto Novo com base na teoria Bayesiana. No presente trabalho

realizou-se uma nova atualização da capacidade de carga das estacas do cais. Para obter a estimativa “a priori” utilizou-se a metodologia proposta por Alves e Amadori (2012), a qual difere da utilizada por Magalhães (2011). A função de verossimilhança neste estudo foi obtida a partir da fórmula dinâmica de Weisbach (JUMIKIS, 1971), porém com algumas modificações, enquanto Magalhães (2011) obteve a função de verossimilhança através da fórmula dinâmica dos Dinamarqueses (SORENSEN E HANSEN, 1957).

Além disso, Magalhães (2011), não realizou o estudo de confiabilidade da estrutura em análise. Por outro lado, neste trabalho, foi realizada a análise probabilística das cargas sobre as estacas e determinou-se a confiabilidade dos elementos de fundação desta estrutura, onde se obteve a probabilidade de falha deste cais. Os resultados do estudo de Magalhães não foram comparados com os resultados do atual estudo, em razão da diferença metodológica entre eles.

Amadori (2013) visou em seu estudo determinar a probabilidade de falha dos elementos de fundação da obra do Berço III do Terminal de Contêineres de Rio Grande, TECON-RG, cujo projeto contempla um aumento de 250 metros lineares de cais, totalizando 300 estacas analisadas. Esse estudo se dá a partir de uma atualização da capacidade de carga das estacas, e é baseada na metodologia proposta por Bayes. Os resultados obtidos neste estudo comprovam um ganho de confiabilidade para as fundações devido à forte redução na probabilidade de falha.

O estudo de Luzzardi (2015) consistiu em determinar a probabilidade de falha na fundação do cais do Estaleiro Honório Bicalho, no Porto Novo de Rio Grande (RS) aplicando a análise estatística Bayesiana. No estudo constatou-se um ganho de confiabilidade na obra através do emprego da metodologia proposta.

2.2. Previsão da capacidade de carga de estacas

Um elemento de fundação por estaca consiste em um conjunto formado por uma estaca e o elemento que a envolve (solo). Para determinar a capacidade de carga de um elemento de fundação, é necessário conhecer as características geotécnicas do meio que a envolve.

De acordo com a norma brasileira de projeto e execução de fundações NBR 6122

(2010), a fundação tem como principal objetivo transmitir as cargas para o terreno pela base, pela superfície lateral, ou através da combinação entre as duas, necessitando sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3,0 metros, conforme demonstrado na Fig. 2.1.

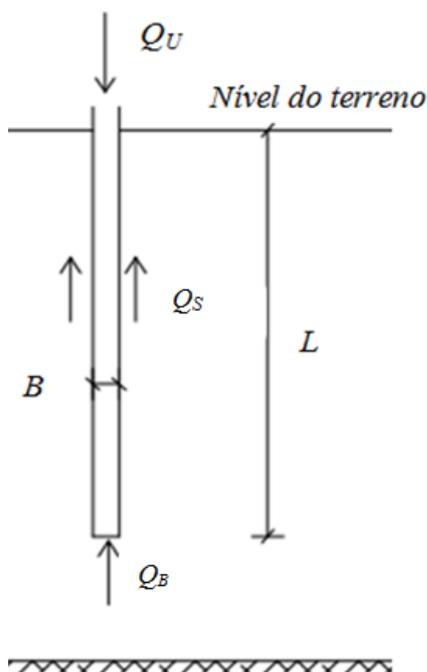


Figura 2.1 – Capacidade de carga de fuste e de ponta de estaca.

Sendo a capacidade de carga da estaca Q_U , obtida a partir da soma entre a parcela de resistência de ponta Q_B e a parcela de resistência por atrito lateral Q_S , conforme a equação descrita abaixo:

$$Q_U = Q_B + Q_S \quad (2.1)$$

Onde:

- Q_U : Capacidade de carga à compressão;
- Q_B : Parcela de capacidade por ponta; e
- Q_S : Parcela de capacidade por atrito lateral.

As estacas são denominadas como fundações profundas. A NBR 6122 (2010) define como elemento de fundação profunda os elementos que podem ser constituídos por madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou mistos, executados por equipamento ou ferramentas, sem que necessite da intervenção de operário, ou seja, que haja descida de operário durante a fase de execução do elemento.

A capacidade de carga das estacas pode ser estimada a partir dos métodos “estáticos”, em que se calcula a capacidade de carga por meio de fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, baseadas em ensaios de laboratório ou *in situ* (VELLOSO E LOPES, 2010). No próximo item, detalham-se os métodos estáticos e como eles se derivam em métodos racionais ou teóricos, semiempíricos e empíricos.

2.2.1. Métodos racionais ou teóricos

Existem inúmeras teorias para determinar a capacidade de carga para fundações. As primeiras formulações teóricas para métodos racionais ou teóricos surgiram no início do século XX. Destacam-se os primeiros estudos apresentados por Terzaghi (1943), posteriormente as teorias propostas por Meyerhof (1951, 1976), Berzantzev et al. (1961) e Vésic (1972) (Fig. 2.2). Essas teorias procuram solucionar o problema de dimensionamento da capacidade de carga, a partir do cálculo das parcelas de resistência lateral e da resistência de ponta ou base, com base em parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

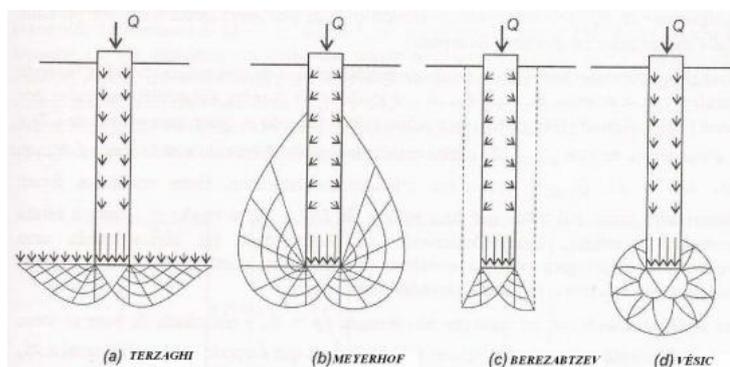


Figura 2.2 – Mecanismo de ruptura da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berzantzev et al, 1961 e Vésic 1972).

2.2.2. Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos baseiam-se em dados de ensaios de campo, em geral o Standard Penetration Test (SPT) ou o piezocone (CPTU), e ajustados com provas de carga. Na prática da Engenharia de Fundações no Brasil, são os métodos comumente mais adotados.

Existem dois métodos semiempíricos brasileiros que se destacam: Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), os quais são mais utilizados pelos profissionais da área de fundações.

a) Método de Aoki e Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975), resultou de um estudo comparativo entre os resultados de prova de carga e de SPT. Vale ressaltar que esse método pode ser utilizado tanto para resultados de SPT como para CPT.

O método de sondagem com maior evidência no Brasil para reconhecimento de solo é o SPT, o qual é utilizado como pré-requisito para reconhecimento das condições do subsolo para projetos de fundações seguros e econômicos (SCHNAID, 2000).

A primeira equação descrita a seguir é a da capacidade de carga da estaca, que é expressa pela relação entre a parcela correspondente à resistência de ponta e o atrito lateral da estaca, com aquelas obtidos no ensaio CPT.

$$Q_u = A_b \cdot q_B + \sum U \cdot \tau_s \cdot \Delta L = A_b \cdot \frac{q_{cone}}{F1} + \sum U \cdot \frac{\tau_{cone}}{F2} \cdot \Delta L \quad (2.2)$$

sendo:

- q_B : tensão normal de ruptura na ponta da estaca;
- τ_s : tensão cisalhante de ruptura na área lateral da estaca;
- A_b : área da ponta da estaca;
- U : perímetro da estaca;
- ΔL : comprimento do trecho da estaca para efeito de cálculo;
- q_{cone} : tensão normal medida na ponta do cone;

- τ_{cone} : tensão cisalhante medida na luva de atrito do cone;
- $F1$ e $F2$: fatores de escala e de execução, relacionados ao tipo de estaca.

São admitidas correlações entre o ensaio de cone holandês (CPT mecânico), tais como:

$$q_{cone} = k_{AV} \cdot N_b \quad (2.3)$$

$$\tau_{cone} = \alpha_{AV} \cdot q_{cone} = \alpha_{AV} \cdot k_{AV} \cdot N_i \quad (2.4)$$

A partir das correlações, gera-se o equacionamento para o uso dos resultados do SPT:

$$Q_u = \frac{A_b \cdot k_{AV}}{F1} \cdot N_b + \sum \frac{U \cdot \Delta L \cdot \alpha_{AV} \cdot k_{AV}}{F2} \cdot N_i \quad (2.5)$$

onde:

- N_b : é o valor médio de N_{SPT} , na ponta da estaca;
- N_i : é o valor de N_{SPT} , medido no trecho do fuste estudado;
- α_{AV} : corresponde à relação entre as resistências de ponta e lateral medida no ensaio de penetração estática; e
- k_{AV} : representa o coeficiente que expressa à relação entre a resistência da ponta medida no ensaio de penetração estática (CPT) e o número de golpes medido no ensaio SPT (N_{SPT}).

Os parâmetros k_{AV} e α_{AV} dependem das características granulométricas dos solos. Os valores originalmente propostos por Aoki e Velloso (1975), posteriormente sofreram modificações propostas por Laprovitera (1988). Essa atualização se deu com base nos valores modificados por Danziger (1982). Os valores de k_{AV} e α_{AV} constam na Tab. 2.1.

Tabela 2.1 – Valores de k_{AV} e α_{AV} (Laprovitera, 1988).

Tipo de solo	k_{AV} (kgf/cm ²)	α_{AV} (%)
Areia	6	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3
Silte arenoso	4,8	3
Silte arenoargiloso	3,8	3
Silte	4,8	3
Silte argiloarenoso	3,8	3
Silte argiloso	3	3,4
Argila arenosa	4,8	4
Argila	3	4,5
Argila siltoarenosa	3	5
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6

Os valores de $F1$ e $F2$ propostos inicialmente por Aoki e Velloso (1975), também sofreram modificações sugeridas por Laprovitera (1988) e Benegas (1993). Esses fatores de escala e execução constam na Tab. 2.2.

Tabela 2.2 – Valores de $F1$ e $F2$ (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993)

Tipo de Estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,3
Pré moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Os valores de N_{SPT} superiores a 50 devem ser considerados iguais a 50, para efeito de cálculo.

b) Método de Décourt e Quaresma

A partir do método de Décourt e Quaresma (1978) pode-se estimar a capacidade de carga das estacas, com base diretamente nos resultados de *SPT*. Primeiramente, o método desenvolveu-se com o intuito de determinar a capacidade de carga para estacas pré-moldadas de concreto. Mais tarde, essa metodologia foi proposta para outros tipos de estaca. Posteriormente, em 1982, Décourt e Quaresma atualizaram o método proposto anteriormente. A atualização na metodologia aperfeiçoou a estimativa da carga lateral. Conforme a equação a seguir:

$$Q_u = A_b \cdot \alpha_{DQ} \cdot k_{DQ} \cdot N_b + 10 \cdot \beta_{DQ} \cdot U \cdot L \cdot \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \quad (2.6)$$

onde:

- A_b : área da ponta da estaca;
- N_b : é o valor médio de N_{SPT} na ponta da estaca;
- N_s : é o valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca;
- U : perímetro da estaca;
- L : comprimento enterrado da estaca;
- k_{DQ} : coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_b em função do tipo de solo (Tab. 2.3);
- α_{DQ} : coeficiente em função do tipo de estaca e do tipo do solo (Tab. 2.4); e
- β_{DQ} : Coeficiente em função do tipo de estaca e do tipo do solo (Tab. 2.5).

No cálculo de N_b e N_s , os valores de N_{SPT} menores que 3, devem ser considerados iguais a 3 e os maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Tabela 2.3 – Valores de k_{DQ} .

Tipos de solo	k_{DQ} (kN/m ²)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração da rocha)	200
Siltes arenosos (alteração da rocha)	250
Areias	400

Tabela 2.4 – Valores atribuídos ao coeficiente α_{DQ} em função do tipo do solo

Solo \ Estaca	Estaca					
	Cravada	(em geral)	(com bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada (alta Pressão)
Argilas	1,00 ⁽⁺⁾	0,85	0,85	0,30 ^(*)	0,85 ^(*)	1,00 ^(*)
Solos intermediários	1,00 ⁽⁺⁾	0,60	0,60	0,30 ^(*)	0,60 ^(*)	1,00 ^(*)
Areias	1,00 ⁽⁺⁾	0,50	0,50	0,30 ^(*)	0,50 ^(*)	1,00 ^(*)

⁺ universo para o qual a correlação original foi desenvolvida

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados

Tabela 2.5 – Valores atribuídos ao coeficiente β_{DQ} em função do tipo do solo

Solo \ Estaca	Estaca					
	Cravada	(em geral)	(com bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada (alta Pressão)
Argilas	1,00 ⁽⁺⁾	0,80	0,90	1,00 ^(*)	1,50 ^(*)	3,00 ^(*)
Solos intermediários	1,00 ⁽⁺⁾	0,60	0,75	1,00 ^(*)	1,50 ^(*)	3,00 ^(*)
Areias	1,00 ⁽⁺⁾	0,50	0,60	1,00 ^(*)	1,50 ^(*)	3,00 ^(*)

⁺ universo para o qual a correlação original foi desenvolvida

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados

2.3. Medição da capacidade de carga de estacas

Os métodos dinâmicos são definidos como aqueles que estimam a capacidade de carga de uma estaca, com base na observação da sua resposta a cravação. Esses métodos são muito

antigos e foram formulados no século XIX. Eles se segmentam em duas famílias, sendo a primeira conhecida como as “*Fórmulas Dinâmicas*”, que se baseiam nas leis da Física que determinam o comportamento dos corpos que se chocam, e a segunda família da “*Equação da Onda*”, que estuda as estacas, analisando-as como uma barra ao longo da qual se propaga uma onda de tensão gerada pelo golpe do martelo, sujeito a atenuação, pela presença do solo que a envolve (VELLOSO E LOPES, 2010).

Nos próximos itens, abordam-se os ensaios e os métodos dinâmicos e estáticos, tais como a medida conjunta da nega e repique, Fórmulas Dinâmicas, Teoria da Equação da Onda, Prova de Carga Estática e Ensaio de Carregamento Dinâmico.

2.3.1. Nega e repique

O processo de cravação de uma estaca se dá por golpes de um martelo (ou pilão). Conforme a estaca vai penetrando no solo, a penetração por golpe vai diminuindo gradativamente. Essa penetração ou deslocamento permanente, obtido nos 10 últimos golpes consecutivos da cravação, é conhecido como nega. O repique representa a parcela elástica do deslocamento máximo de uma estaca, obtido a partir do processo de cravação desta.

A nega e o repique de uma estaca podem ser medidos de forma manual, através do procedimento ilustrado nas Fig. 2.3 a. e 2.3 b. onde se fixa uma folha de papel no topo da estaca, apoiando-se um lápis em uma régua pré-fixada.

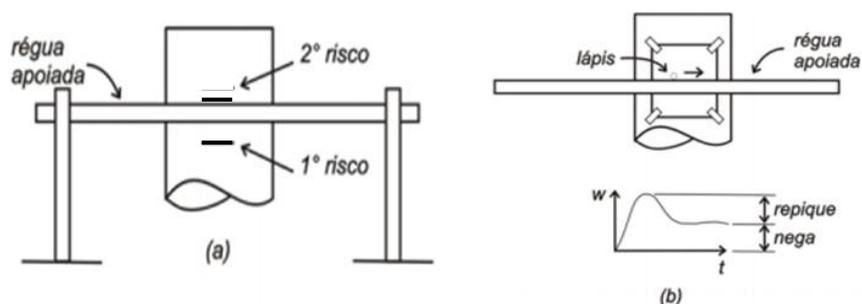


Figura 2.3 – Observação da cravação de uma estaca: a) medida simples da nega, b) medida da nega e repique (Velloso e Lopes, 2010).

2.3.2. Fórmulas dinâmicas

As Fórmulas Dinâmicas são conhecidas por estimar a capacidade de carga do solo, durante o processo de cravação da estaca, através da observação durante a cravação. Essas fórmulas são baseadas na *Teoria de choque de Newton* e na *Lei de Hooke*, as quais igualam a energia potencial do martelo ao trabalho realizado durante a cravação da estaca (VELLOSO E LOPES, 2010).

Podem-se citar algumas das Fórmulas Dinâmicas mais evidenciadas na literatura, tais como: Fórmula dos Holandeses, de Weisbach, de Janbu, de Brix (baseadas na nega) e Fórmula de Hiley, de Uto (baseadas na nega e no repique). Neste trabalho, será adotada a fórmula proposta por Weisbach (JUMIKIS, 1971):

$$Q_d = \frac{2.e_H.W.h}{s + \sqrt{s^2 + 2.e_H.W.h.\frac{L}{E.A}}} \quad (2.7)$$

sendo:

- Q_d : é a resistência (dinâmica) mobilizada ao final da cravação;
- e_H : é a eficiência do martelo de cravação;
- W : é o peso do martelo;
- h : é a altura de queda do martelo;
- s : é a nega;
- L : é o comprimento da estaca;
- E : é o módulo de elasticidade do material que compõe a estaca; e
- A : é a área da seção transversal da estaca.

2.3.3. Teoria da equação da onda

A teoria da equação da onda foi desenvolvida por Boussinesq em 1855 e por Saint-Venant em 1866, que deduziu a propagação de ondas de tensão em barras homogêneas, sendo a solução representada por uma equação diferencial de derivadas parciais.

A metodologia de análise proposta pela equação da onda, para observar e interpretar os resultados causados pelo impacto do martelo em uma estaca durante o processo de cravação demonstra-se superior em relação às fórmulas dinâmicas, pelo fato de que o fenômeno apresenta-se fisicamente muito semelhante ao processo de cravação. Aplicando-se a teoria da equação da onda de tensão em barras, na análise do processo de cravação, observam-se as seguintes vantagens:

- identificação das componentes estáticas e dinâmicas da resistência oferecida pelo solo;
- exame dos efeitos do martelo e dos acessórios empregados na cravação;
- previsão da distribuição das tensões na estaca, tanto de compressão como de tração;
- verificação da eficiência real do sistema de cravação; e
- detecção de danos estruturais na estaca.

A equação da onda de tensões em barras foi deduzida por Saint-Venant (1866), a partir da segunda lei de Newton:

$$Q = m \ddot{u} \quad (2.8)$$

sendo

$$m = A dx \rho \quad (2.9)$$

$$\ddot{u} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.10)$$

onde:

- A : é área da seção transversal da barra;
- ρ : é a massa específica do material da barra;
- u : é o deslocamento;
- dx : é um segmento de barra; e

- \ddot{u} : é a aceleração da partícula no sentido x .

Substituindo os termos na Eq. 2.8, obtém-se:

$$Q = A dx \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.11)$$

A partir do equilíbrio das forças num elemento da barra, conforme a Fig. 2.4.

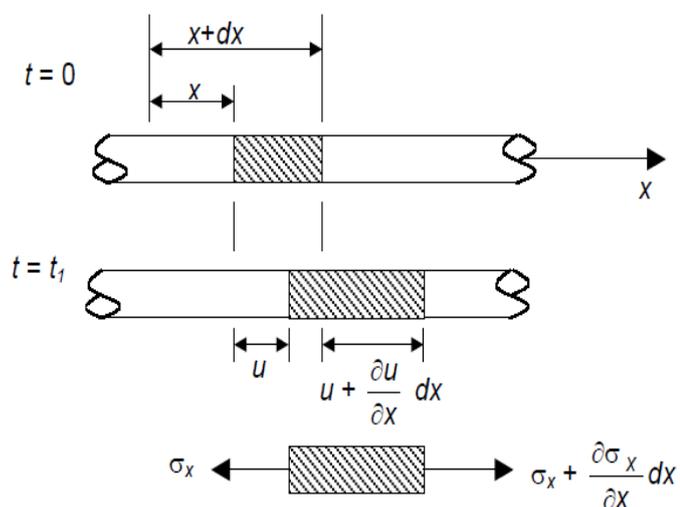


Figura 2.4 – Barra homogênea sujeita a onda de tensão compressiva (Velloso e Lopes, 2010)

obtém-se:

$$Q = A \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx - \sigma_x \right) = A \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \quad (2.12)$$

como:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\sigma_x}{E} \therefore \sigma_x = \frac{\partial u}{\partial x} dx \cdot E$$

então:

$$Q = A \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} E dx \quad (2.13)$$

Quando se combina as equações 2.11 e 2.13, obtém-se:

$$A \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} E dx = A dx \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.14)$$

logo:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - C_w^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (2.15)$$

A Equação 2.15 é conhecida como a *Equação da Onda*, onde $C_w = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ representa a velocidade de propagação da onda.

O emprego da Equação da Onda na análise da cravação de estacas teve avanços significativos a partir da publicação do trabalho clássico de Smith (1960) apud Velloso e Lopes (2010), onde um algoritmo para solução numérica da equação da onda por diferenças finitas é desenvolvido, bem como um modelo de interação dinâmica estaca-solo é proposto. A estaca, o martelo e os acessórios de cravação são representados por meio de massas e molas interligadas, como pode ser observado na Fig. 2.5.

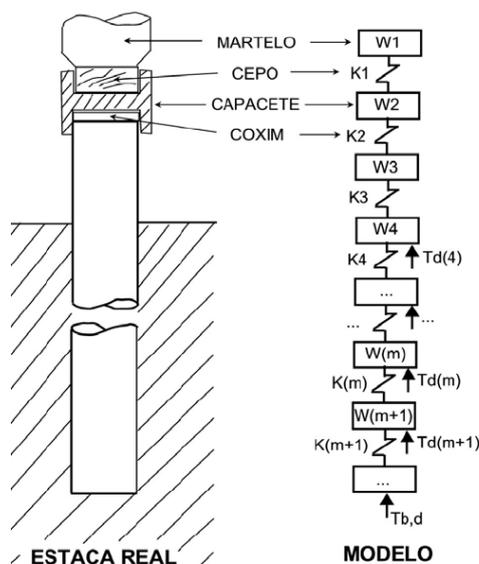


Figura 2.5 – Analogia de Smith (1960) apud Velloso e Lopes (2010).

Para o cálculo, cada componente é considerado separadamente no intervalo de tempo. Para cada intervalo, são calculadas cinco variáveis: o deslocamento do peso, em relação à posição inicial, a compressão da mola, a força exercida pela mola, a força resultante atuante no peso e a velocidade do peso (VELLOSO E LOPES, 2010).

O método numérico proposto por Smith (1960) tinha como principal objetivo a previsão das tensões de cravação nas estacas e acessórios de cravação. Com o passar do tempo e o uso cada vez maior do método por parte dos engenheiros, sua aplicação foi sendo ampliada, abrangendo também a previsão de negas e a confecção de curvas resistência versus nega.

2.3.4. Provas de carga estática

A prova de carga estática é um ensaio realizado em campo, que mede diretamente a capacidade de carga da estaca. Esse método consiste em aplicar carregamentos estáticos crescentes no topo da estaca, registrando os deslocamentos da fundação provocados pela carga aplicada. Os carregamentos podem ser axiais de tração, compressão ou transversais, sendo mais comum o carregamento à compressão, conforme a NBR 12131 (2006), que determina os procedimentos para a realização do ensaio de prova de carga estática.

Para a realização do ensaio, é necessário a utilização de equipamentos que medem o deslocamento (com resolução de centésimos de milímetros), tais como extensômetros, os quais transmitem informações para construção dos seguintes resultados : curva carga versus deslocamento, capacidade de carga da estaca, recalque associado à carga de trabalho, parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, coeficiente de segurança do estaqueamento. A Figura 2.6 a seguir ilustra a montagem do ensaio para prova de carga:

- a) Cargueira: é constituída por uma plataforma de carregamento, que pode ser preenchida com areia ou outros materiais com função de garantir peso para reações;
- b) Estacas de reação: este é um sistema onde a reação é obtida através de vigas presas as estacas vizinhas, as quais serão tracionadas; e
- c) Tirantes: este sistema é muito semelhante ao anterior, o que difere que a reação é determinada a partir de tirantes executados na proximidade da estaca, valendo-se de uma viga metálica para transmitir carregamento ao sistema.

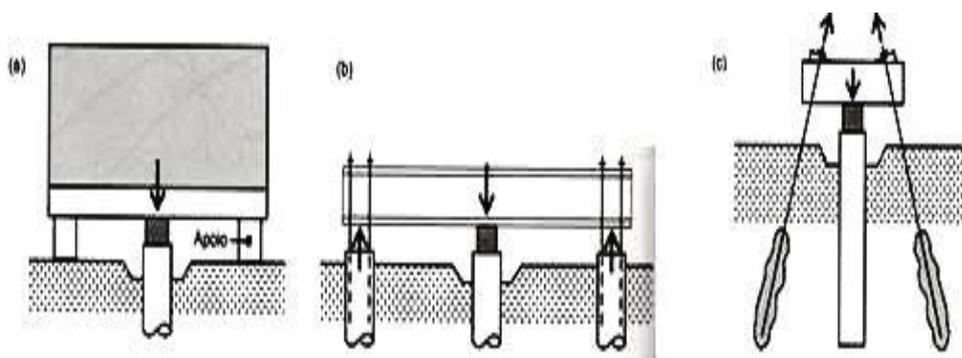


Figura 2.6 – Sistema de reação para um ensaio de prova de carga estática: a) cargueira; b) estacas de reação; e c) tirantes. (modificado de Velloso e Lopes, 2010).

Esse ensaio pode ser realizado de duas maneiras, o de tipo lento e o de tipo rápido, conforme demonstrado na Tab. 2.6, a qual apresenta as diferenças dos dois tipos de ensaio.

Tabela 2.6 – Prova de carga estáticas do tipo lento e rápido (Neves, 2004 apud Luzzardi, 2015)

	Ensaio lento	Ensaio rápido
Incrementos de carga	Máxima de 20% da carga admissível prevista	Máxima de 10% da carga admissível prevista
Tempo mínimo de cada estágio	30 minutos	5 minutos
Critério final de estágio	Estabilização do sistema	Tempo
Duração aproximada do ensaio	1 dia	1 hora

2.3.5. Ensaio de carregamento dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico originou-se do desenvolvimento do modelo numérico de Smith (1960) apud Velloso e Lopes (2010), para solução da equação da onda aplicada à cravação de estacas. Além disso, o surgimento de novas tecnologias, como novos equipamentos, aperfeiçoaram o desenvolvimento do referido ensaio. O modelo idealizado por Smith (1960) consiste na aplicação de um carregamento dinâmico axial à estaca para a estimativa da capacidade de carga.

Esse ensaio é normatizado pela NBR 13208 (ABNT 2007), o qual tem como principal objetivo, avaliar a capacidade de carregamento na interface solo-estaca, as tensões máximas de compressão e tração ao longo da estaca, a eficiência do sistema de cravação, a integridade estrutural e as características apresentadas pelo solo-estaca.

A execução tradicional do ensaio consiste na aplicação de um ciclo de impactos – normalmente dez golpes de energia aproximadamente constante de um martelo – no conjunto de amortecimento colocado sobre a estaca, de acordo com Cintra *et al.* (2013). Dentre os equipamentos utilizados para execução do ensaio cita-se:

- O equipamento que se utiliza para aplicação do carregamento dinâmico é o próprio bate-estaca, como mostra a Fig. 2.7 a; e
- Os sensores, mais conhecidos como transdutores (defômetro e acelerômetros), são instalados no fuste da estaca, onde enviam sinais digitais a um equipamento chamado PDA (Pile Driving Analyzer), que armazena os sinais “on-line”, conforme ilustrado na Fig. 2.7b.



Figura 2.7 – Equipamento para operação de um ensaio dinâmico: a) Operação com martelo; e b) Equipamento PDA, transdutores na estaca (Moretti Engenharia, 2011).

A leitura dos resultados obtidos durante a execução do ensaio pode ser interpretada por métodos complexos, tais como: CASE (*Case Western Reserve Institute*), baseado no Método das Características, que utiliza uma análise expedita das ondas de tensão; e o método tipo CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*), que representa a estaca, o martelo e os acessórios de cravação como uma série de pares massa-mola.

2.4. Análise probabilística aplicada a fundações

2.4.1. Aplicação da metodologia bayesiana ao estudo de fundações

O teorema de Bayes foi elaborado por um reverendo presbiteriano que viveu na Inglaterra no início do século 18, chamado Thomas Bayes. Esse teorema é utilizado em diversas áreas da ciência para solucionar os mais diversos problemas estatísticos.

A metodologia, proposta por Bayes, permite prever de uma forma racional e combinar as informações disponíveis anteriormente à amostragem (probabilidade subjetiva) com as

informações contidas na própria amostra (probabilidade objetiva), valendo-se de uma função de máxima verossimilhança. Pode-se, assim, obter um nível de conhecimento atualizado, posterior à amostragem (HACHICH, 1998).

Considerando o Teorema da Probabilidade Total e A_1, A_2, \dots, A_n uma partição do espaço amostral Ω e seja B um evento qualquer em Ω , mostrado na Fig. 2.8.

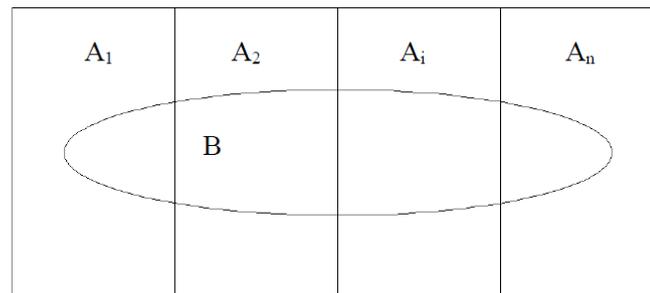


Figura 2.8 – Espaço amostral, com suas partições e B um evento qualquer deste espaço amostral.

$$p(B) = \sum_{i=1}^n p(B / A_i) \cdot p(A_i) = \sum_{i=1}^n p(B \cdot A_i) \quad (2.16)$$

Sabendo-se a probabilidade $p(A_i)$ “a priori” do evento A_i e supondo que o evento B tenha ocorrido, é estimada a probabilidade “a posteriori” do evento A_i , ou seja, a probabilidade condicional de ocorrência do evento A_i , sabendo-se que o evento B ocorreu.

$$p(A_i / B) \cdot p(B) = p(B / A_i) \cdot p(A_i) \quad (2.17)$$

$$p(A_i / B) = \frac{p(B / A_i) \cdot p(A_i)}{p(B)} \quad (2.18)$$

$$p(A_i / B) = \frac{p(B / A_i) \cdot p(A_i)}{\sum_{i=1}^n p(B / A_i) \cdot p(A_i)} \quad (2.19)$$

sendo:

- $p(A_i/B)$ é probabilidade condicional de ocorrência do evento A_i , sabendo-se

que o evento B ocorreu, também chamada de probabilidade posterior ou “a posteriori”;

- $p(B/A_i)$ é a probabilidade condicional de ocorrência do evento B , sabendo-se que o evento A_i ocorreu, também chamada de função de verossimilhança (aqui entra a informação extra ao sistema);
- $p(A_i)$ é a probabilidade de ocorrência do evento $p(A_i)$, também chamada de probabilidade anterior ou “a priori”.

A metodologia proposta por Bayes permite a análise de fundações a partir da atualização da previsão da capacidade de carga geotécnica de estacas, tomando-se como base os registros documentados durante a execução dos trabalhos.

A incerteza dos parâmetros é modelada por distribuições de probabilidade “a priori” e “a posteriori”. A estimativa da distribuição “a posteriori” é realizada através da atualização da distribuição “a priori”, utilizando uma função de máxima verossimilhança baseada nos dados disponíveis em registros de cravação. A distribuição de probabilidade “a priori”, função de verossimilhança e distribuição “a posteriori”, são demonstradas na Fig. 2.9.

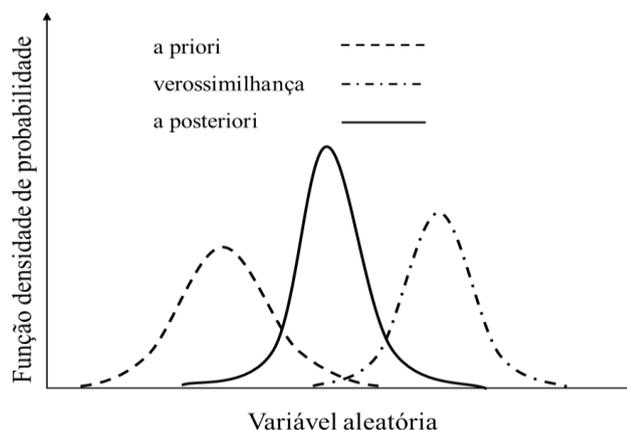


Figura 2.9 – Distribuições “a priori” e “a posteriori” e função de verossimilhança.

A distribuição “a posteriori” apresenta menor dispersão do que a distribuição “a priori”, já que a introdução de informação ao sistema, através da função de verossimilhança, tende a reduzir a incerteza.

Para a atualização da previsão da capacidade de carga geotécnica de estacas, assim como da variância da distribuição “a posteriori”, foram apresentadas por Guttormsen (1987),

Lacasse e Goulois (1989) e Lacasse *et al.* (1991), as seguintes equações:

$$\mu_U = \frac{\sigma_L^2 \cdot \mu_P + \sigma_P^2 \cdot \mu_L}{\sigma_L^2 + \sigma_P^2} \quad (2.20)$$

$$\sigma_U^2 = \frac{\sigma_L^2 \cdot \sigma_P^2}{\sigma_L^2 + \sigma_P^2} \quad (2.21)$$

Sendo:

- μ_U : valor esperado da distribuição atualizada da capacidade de carga (estimativa “a posteriori”);
- σ_U^2 : variância da distribuição atualizada da capacidade de carga (estimativa “a posteriori”);
- μ_P : valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada anteriormente à cravação (estimativa “a priori”);
- σ_P^2 : variância da distribuição da capacidade de carga calculada anteriormente à cravação (“distribuição a priori”);
- μ_L : valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança); e
- σ_L^2 : variância da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança).

A validade das Eq. 2.20 e 2.21 dependem da normalidade e independência entre as distribuições de probabilidade “a priori” e a função de verossimilhança.

Guttormsen (1987) ainda propôs o cálculo de um indicador de falha, com o intuito de possibilitar a avaliação da eficiência da atualização efetuada, segundo a seguinte equação:

$$F = \frac{\mu_L - \mu_P}{\sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_P^2}} \quad (2.22)$$

De acordo com Guttormsen (1987), os resultados do indicador de falha são interpretados da seguinte forma:

- $F = 0$ indica que a estimativa “a priori” e a obtida da função de verossimilhança são iguais. A atualização, neste caso, somente influenciará (reduzirá) a variância da estimativa “a posteriori”;
- $F \leq 1,5$ indica uma atualização satisfatória da resistência oferecida durante a cravação;
- $F > 0$ indica que a estimativa “a posteriori” será superior àquela obtida “a priori”; e
- $F < 0$ indica que a estimativa “a posteriori” será inferior àquela obtida “a priori”.

Guttormsen (1987), aplicando a análise bayesiana na avaliação da resistência à cravação de estacas metálicas “offshore”, propôs uma metodologia que consiste nas seguintes etapas:

- a) Quantificação dos dados da estaca.
- b) Derivação e quantificação do perfil do subsolo, incluindo média e variância dos parâmetros pertinentes e a estratigrafia.
- c) Estabelecimento da distribuição “a priori” da resistência do solo à cravação (RSC), avaliada aproximadamente através da aplicação do método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM) a alguma equação (teórica ou empírica) de previsão.
- d) Quantificação dos dados do martelo de cravação.
- e) Estabelecimento da função de verossimilhança, a partir das negas medidas na estaca, através de uma curva de cravabilidade (RSC versus nega) construída com a aplicação

da Teoria da Equação da Onda. A incerteza nos parâmetros de construção da curva (eficiência do martelo, por exemplo) é incorporada repetindo-se a análise com o valor esperado do parâmetro ± 1 desvio padrão. As três curvas assim construídas (média, média + 1 desvio padrão e média - 1 desvio padrão) permitem a avaliação da incerteza (variância) na resistência da estaca. Outros tipos de incerteza podem ser incorporadas, somando-se as variâncias oriundas de cada fonte.

- f) Cálculo da resistência posterior (média e desvio padrão), através do teorema de Bayes.

Guttormsen (1987) afirma ainda que a metodologia pode também ser aplicada à análise da capacidade de carga estática (Q_u) das estacas, bastando estabelecer uma correlação entre Q_u e RSC.

2.4.2. Teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov

O teste conhecido como Kolmogorov-Smirnov é utilizado para verificar a normalidade de uma determinada amostra. O procedimento consiste em observar a máxima diferença absoluta entre a função de distribuição acumulada assumida para os dados, no caso a Normal, e a função de distribuição empírica dos dados. Esta máxima diferença encontrada é então comparada com um valor crítico de acordo com o nível de significância adotado para o teste, conforme ilustrado na Fig. 2.10.

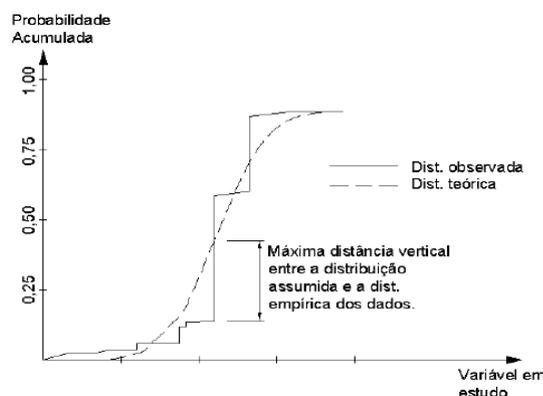


Figura 2.10 – Teste de Kolmogorou-Smirnov.

Considerando a distribuição teórica acumulada, função $f_o(x)$ e a distribuição de frequências dos valores amostrais $S_n(x)$. A chamada “hipótese nula” H_0 supõe que a amostra tenha sido obtida da distribuição $f_o(x)$ e é possível esperar que, para cada valor de x , $S_n(x)$ esteja próximo de $f_o(x)$, isto é, sob H_0 . Espera-se que as diferenças entre $S_n(x)$ e $f_o(x)$ sejam pequenas. O teste de Kolmogorov-Smirnov segue a maior destas diferenças em módulo que é denominada de desvio máximo ou $D_{MÁX}$, representado pela equação:

$$D_{MÁX} = |f_o(x) - S_n(x)| \quad (2.23)$$

2.4.3. Método Probabilístico de Estimativas Pontuais

O método das Estimativas Pontuais, proposto por Rosenblueth (1975) e estendido por Rosenblueth (1981), permite que, conhecendo-se a variabilidade de diversas variáveis aleatórias independentes, estime-se a variabilidade de uma variável aleatória dependente daquelas (ALVES E SANTA MARIA, 2001).

Segundo Rosenblueth (1975), dada uma função real Y de uma variável aleatória real X , e os primeiros dois ou três momentos probabilísticos de X , expressões podem ser desenvolvidas para os momentos probabilísticos de Y , como combinações lineares de potências de estimativas pontuais $y(x_+)$ e $y(x_-)$, onde x_+ e x_- são valores específicos de X . As aproximações podem ser generalizadas para o caso em que Y 's função de várias variáveis aleatórias.

De acordo com o método, para uma função com duas variáveis aleatórias $Y=f(X_1, X_2)$, tem-se que o valor esperado de Y será:

$$E[Y] = p_{y_{++}}y_{++} + p_{y_{+-}}y_{+-} + p_{y_{-+}}y_{-+} + p_{y_{--}}y_{--} \quad (2.24)$$

onde:

$$p_{y_{++}} = p_{y_{--}} = \frac{1}{2^2} (1 + \rho_{12}) \quad (2.25)$$

$$p_{y+-} = p_{y-+} = \frac{1}{2^2} (1 - \rho_{12}) \quad (2.26)$$

$$y_{\pm\pm} = (m_{x_1} \pm \sigma_{x_1}, m_{x_2} \pm \sigma_{x_2}) \quad (2.27)$$

Para uma função com três variáveis aleatórias $Y = f(X_1, X_2, X_3)$, o valor esperado de Y será:

$$E[Y] = p_{y+++}y_{+++} + p_{y---}y_{---} + p_{y++-}y_{++-} + p_{y--+-}y_{--+-} + p_{y+-+}y_{+-+} + p_{y-+-}y_{-+-} \\ + p_{y+--}y_{+--} + p_{y-+-}y_{-+-} \quad (2.28)$$

sendo:

$$p_{y+++} = p_{y---} = \frac{1}{2^3} (1 + \rho_{12} + \rho_{23} + \rho_{31}) \quad (2.29)$$

$$p_{y++-} = p_{y--+-} = \frac{1}{2^3} (1 + \rho_{12} - \rho_{23} - \rho_{31}) \quad (2.30)$$

$$p_{y+-+} = p_{y-+-} = \frac{1}{2^3} (1 - \rho_{12} - \rho_{23} + \rho_{31}) \quad (2.31)$$

$$p_{y+--} = p_{y-+-} = \frac{1}{2^3} (1 - \rho_{12} + \rho_{23} - \rho_{31}) \quad (2.32)$$

$$y_{\pm\pm\pm} = Y(m_{x_1} \pm \sigma_{x_1}, m_{x_2} \pm \sigma_{x_2}, m_{x_3} \pm \sigma_{x_3}) \quad (2.33)$$

Onde ρ_{ij} são os valores dos coeficientes de correlação entre as duas variáveis aleatórias conhecidas X_i e X_j , e m_{xi} e σ_{xi} são respectivamente a média e o desvio padrão da distribuição da variável aleatória conhecida X_i .

O desvio padrão de Y é dado pela seguinte equação:

$$\sigma_y = \sqrt{E[y^2] - (E[y])^2} \quad (2.34)$$

2.4.4. Método do Segundo Momento de Primeira Ordem

O método do Segundo Momento de Primeira Ordem, ou, em inglês, “First Order Second Moment Method” (FOSM), é representado pela aproximação de primeira ordem da série de Taylor para a função de desempenho linearizada em torno da média das variáveis aleatórias e considera o segundo momento estatístico (variância) dessas variáveis aleatórias.

Conforme descreve Alves e Amadori (2012):

Seja $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ uma função de n variáveis aleatórias não correlacionadas. Se os dois primeiros momentos probabilísticos das variáveis (média e variância) são conhecidos, os dois primeiros momentos probabilísticos de f podem ser estimados a partir da expansão da função f em série de Taylor, ao redor dos pontos correspondentes às médias das variáveis. Truncando a série de Taylor após os termos de primeiro grau (uma aproximação de primeira ordem, portanto), o valor esperado e a variância de f podem ser estimados a partir do valor esperado e da variância das variáveis aleatórias.

De acordo com as seguintes equações:

$$E[f] \cong f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3, \dots, \bar{x}_n) \quad (2.35)$$

$$V[f] \cong \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 V[x_i] \right] \quad (2.36)$$

sendo:

- $E[x_n] = \bar{x}_n$: é o valor esperado ou média; e
- $V[x_n]$: é a variância da variável aleatória x_n .

2.4.5. Confiabilidade em fundações

a) Probabilidade de Falha

Na engenharia geotécnica, os engenheiros e profissionais que atuam nesta área, se deparam com uma série de incertezas provenientes da variabilidade do solo, tais como: erros de sondagens, erros humanos, ações da natureza, efeitos do tempo, execução da fundação, dentre outras.

Muito embora os fatores de segurança propostos pela NBR 6122:2010 busquem assegurar a ausência de risco de falha, considera-se que não existe projeto integralmente seguro. Assim sendo, o projeto geotécnico de fundações, além de atender os fatores de segurança propostos por dispositivos normativos, deve ainda garantir uma determinada probabilidade de falha máxima da fundação.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), determina-se a capacidade de carga do solo, considerando um valor único para C , a partir de uma sondagem média. Em seguida, aplica-se um fator de segurança F_S para obter uma carga admissível Q_{adm} . Como apresentado a seguir na Fig. 2.11.

$$Q_{adm} = \frac{C}{F_S} \quad (2.37)$$

Sendo:

- Q_{adm} : carga admissível;
- C : capacidade de carga; e
- F_S : fator de segurança global.

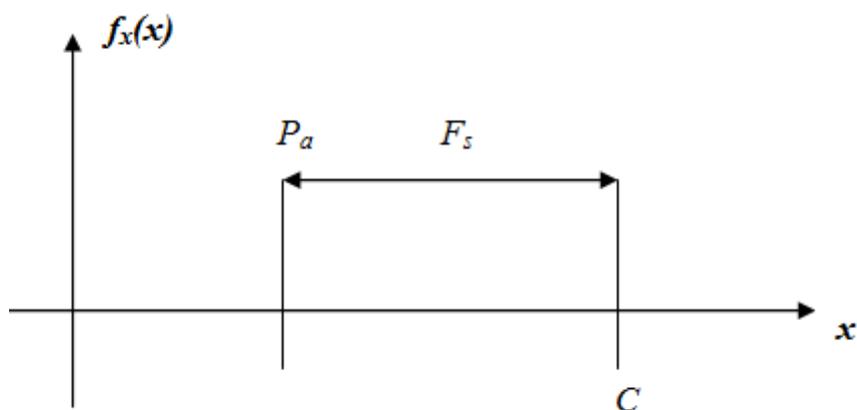


Figura 2.11 – Abordagem determinista da capacidade e demanda (Cintra e Aoki, 2010).

Essa metodologia pode criar a falsa impressão de que é impossível ocorrer uma condição de falha em uma determinada estrutura. Isso se deve pelo fato de se ignorarem as dispersões da capacidade de carga e da solicitação em torno de valores médios, não considerando se o desvio padrão é grande ou pequeno. Nesta linha de raciocínio, há uma probabilidade de que a demanda seja maior do que a capacidade, causando a falha da estrutura, como ilustrado na Fig. 2.12.

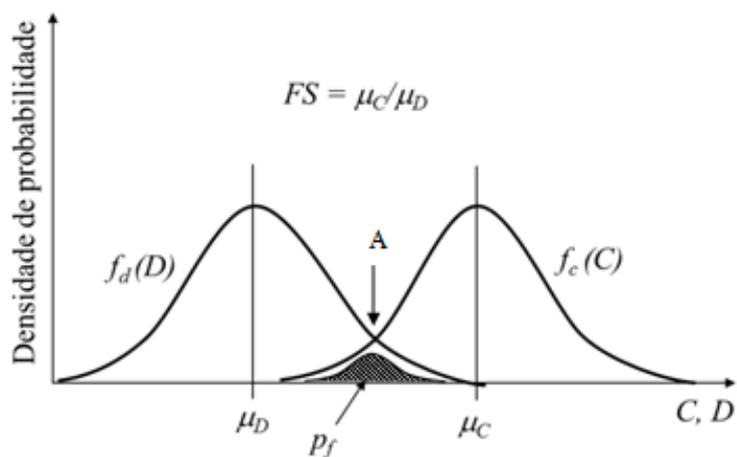


Figura 2.12 – Curva de distribuição de probabilidade de capacidade e demanda (Cintra e Aoki, 2010)

Na Figura 2.12, observa-se que as curvas se cruzam no ponto A , no qual nota-se que

em determinados pontos a curva da demanda supera a de capacidade, como a direita do ponto A , apresentando valores superiores aos mostrados pela curva da capacidade à esquerda do ponto referido, caracterizando uma situação de falha da estrutura.

A linha pontilhada da Fig. 2.12, representa a curva de densidade de falha, onde a área situada abaixo dessa curva refere-se à probabilidade de falha total da fundação. Essa probabilidade de falha é obtida a partir da seguinte equação:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_d(D)F_C(D)dD \quad (2.38)$$

Sendo:

- p_f : o valor correspondente a probabilidade de falha total do elemento de fundação;
- $f_d(D)$: função densidade de probabilidade da demanda; e
- $F_C(D)$: distribuição acumulada de $f_C(C)$, condicionada por valores da função $f_d(D)$.

b) Índice de confiabilidade

O índice de confiabilidade β é o parâmetro que representa a probabilidade de falha de um elemento de fundação, e pode ser formulado a partir da função margem de segurança Z , expressa pela diferença entre $(C-D)$, O valor médio da margem de segurança é determinado pela seguinte equação:

$$\mu_Z = (\mu_C - \mu_D) \quad (2.39)$$

O valor médio da margem de segurança também pode ser expresso pelo desvio padrão σ_Z e por meio do índice de confiabilidade β , mostrado na seguinte equação:

$$\sigma_Z = \beta \cdot \mu_Z \quad (2.40)$$

A Figura 2.13 demonstra a função margem de segurança, onde se observa quando o $Z < 0$ ocorre falha e quando o $Z > 0$ o elemento de fundação não sofre falha:

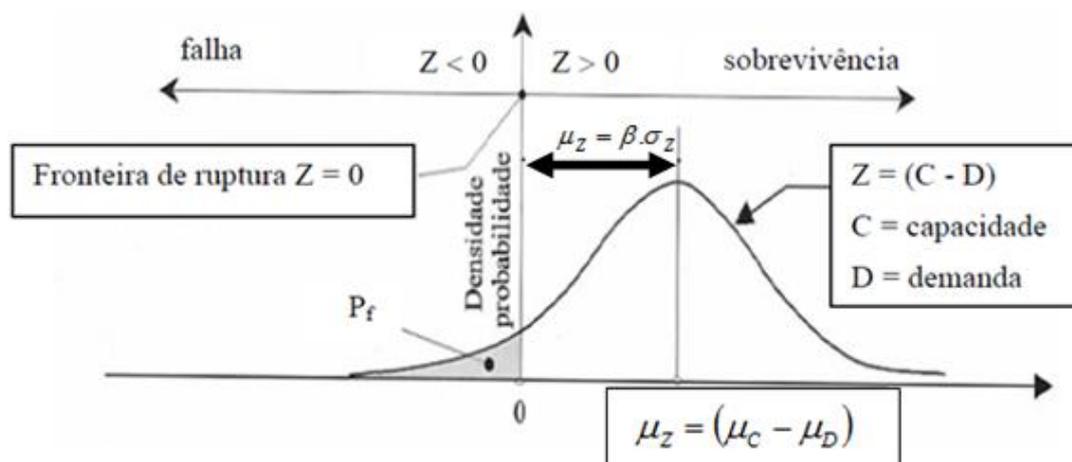


Figura 2.13 – Método do índice de confiabilidade, representando a função margem de segurança (Cintra e Aoki, 2010).

Sendo as distribuições de resistência e solicitação normais, o índice de confiabilidade é determinado através da seguinte equação:

$$\beta = \frac{\mu_C - \mu_D}{\sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_D^2 - 2\sigma_C\sigma_D\rho_{CD}}} \quad (2.41)$$

onde:

- μ_C é a média da capacidade de carga das estacas;
- μ_D é a média da demanda;
- σ_C^2 é a variância da capacidade;
- σ_D^2 é a variância da demanda (sendo que a variância corresponde ao quadrado do desvio padrão); e
- ρ_{CD} é o coeficiente de correlação entre capacidade e demanda.

A Tabela 2.7 aponta os valores típicos do índice de confiabilidade em relação à função de probabilidade de falha:

Tabela 2.7 – Valores de β em função da probabilidade de falha p_f .

N	$p_f=1:N$	B
2	0,5	0,000
5	0,2	0,842
10	0,1	1,282
20	0,05	1,645
100	0,01	2,326
1.000	0,001	3,090
5.000	0,0002	3,540
10.000	0,0001	3,719
50.000	0,00002	4,107
100.000	0,00001	4,265
1.000.000	0,000001	4,768

A probabilidade de falha de um elemento de fundação é representada na forma da proporção $1/N$, sendo N o número de ocorrências de um evento, conforme a Tab. 2.7.

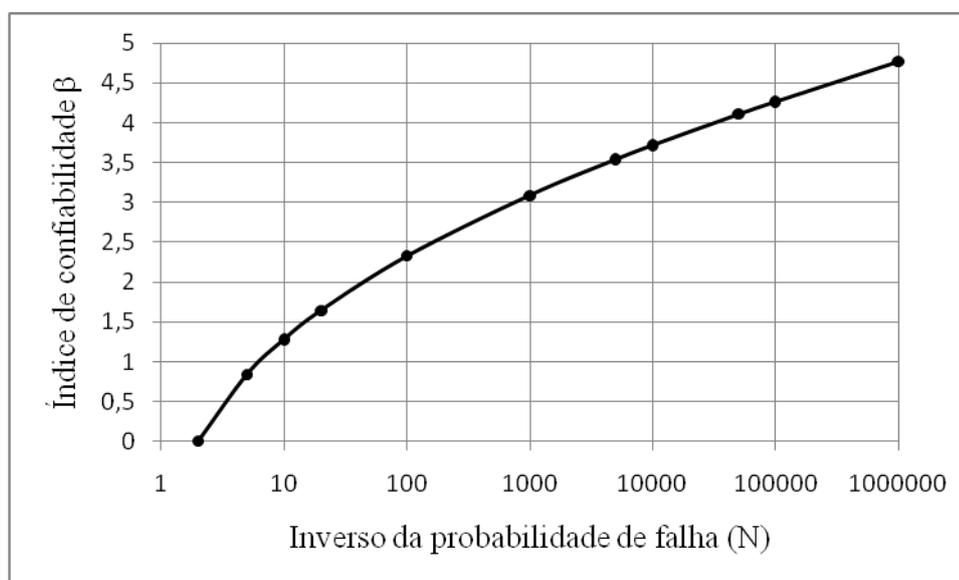


Figura 2.14 – Relação entre índice de confiabilidade e o inverso da probabilidade de falha. (Fonte: Cintra e Aoki, 2010)

Nos estudos voltados a engenharia de fundações, em geral consideram-se satisfatórios índices de confiabilidade superiores a 3,09, os quais determinam uma probabilidade de falha inferior a 1/1000 eventos (AOKI, 2002).

3. DESCRIÇÃO DA OBRA

3.1. Introdução

Neste capítulo apresenta-se uma sucinta descrição do município de Rio Grande, do seu complexo portuário com ênfase no Porto Novo e da obra de modernização do Cais Porto Novo, localizado na Avenida Honório Bicalho, na cidade de Rio Grande/RS.

3.2. Município de Rio Grande

O município de Rio Grande é o mais antigo do estado do Rio Grande do Sul, fundado em 19 de fevereiro de 1737, pelo Brigadeiro José da Silva Paes, sendo elevado a categoria de cidade em 1835. Localiza-se no litoral do estado do (RS), na embocadura da laguna dos Patos, sendo limitado ao norte pelo município de Pelotas e pela Laguna dos patos, ao sul pelo município de Santa Vitória do Palmar, a leste pelo Oceano Atlântico e Canal do Rio Grande e a oeste pela Lagoa Mirim, conforme aponta a Fig. 3.1.



Figura 3.1 – Localização do município de Rio Grande (Google Maps, 2016).

A economia do município está diretamente ligada ao setor portuário, por sediar um dos maiores complexos portuários do Brasil, o qual se divide em Porto Velho, Porto Novo e Super

Porto como ilustrado na Fig. 3.2. O Porto de Rio Grande é considerado o segundo mais importante do país para o desenvolvimento do comércio internacional brasileiro.



Figura 3.2 – Complexo Portuário (SUPRG, 2011)

3.3. Porto Novo

O Porto Novo é uma parte das instalações portuárias do Porto de Rio Grande. Sua implantação iniciou em julho de 1910, e começou a operar a partir de 15 de novembro de 1915, com a entrega dos primeiros 500 m de cais. De acordo com a Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ, 2012) o Porto Novo representa o maior cais do complexo portuário de Rio Grande, com uma extensão de 1.952 metros, contendo 11 berços e possui sete áreas (Fig. 3.3) de atendimento portuário sendo:

- Área 1 - destinada a atividades sócio-desportivas e de administração e manejo ambiental;
- Área 2 - destinada a atividades militares do 5º Distrito Naval;

- Área 3 - destinada a granéis sólidos e carga e descarga de carga geral, com 1 berço onde se localiza o Terminal da Cesa, com capacidade de armazenamento de 60.000 t, utilizado para armazenagem de soja, milho, trigo e cevada;
- Área 4 - destinada a roll-on-roll-off, com um berço para operações de movimentação de carga geral, possui 3 armazéns que totalizam área de 12.000 m² com capacidade de armazenar 18.000 t ou 200 veículos cada área; 3 armazéns que totalizam 9.000 m³ com capacidade de armazenar 15.000 t ou 160 veículos cada um; Pátio Automotivo com 101.000 m²; as instalações desta Área atendem a diversos tipos de cargas rodantes de importação e exportação tais como veículos automotivos, ônibus e maquinário agrícola;
- Área 5 - destinada a movimentação de contêineres e fertilizantes, com 4 berços de atracação sendo um para barcaças; possui instalações de armazenagem sendo 5 armazéns com área de 2.000 m² cada um (um deles destinado a cargas perigosas e tóxicas); 2 armazéns com área de 4.000 m² cada um, destinados a carga geral, com capacidade de armazenar 380.000 sacos; um armazém com área de 3.000 m² com capacidade de armazenar 250.000 sacos; possui pátio de armazenagem de contêineres e pré-stacking para exportação, totalizando 75.000 m²;
- Área 6 - destinada a atividades de construção e reparos navais; e
- Área 7 - destinadas a atividades de operações portuárias em geral.

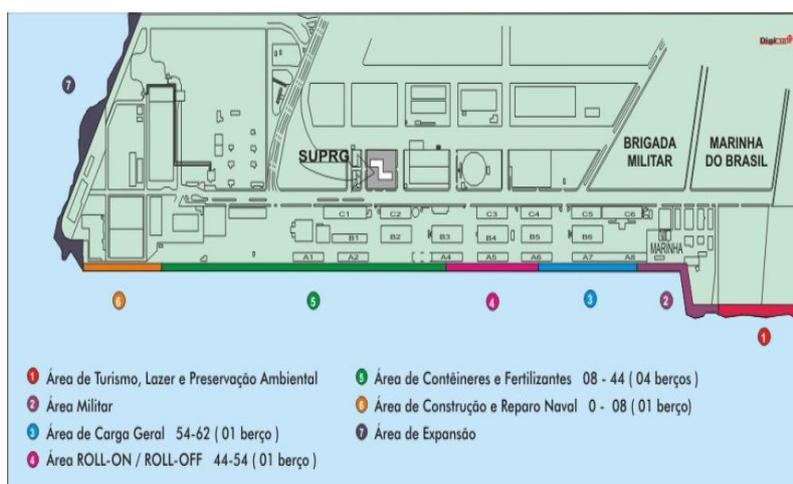


Figura 3.3 – Área de atendimento portuário do Porto Novo de Rio Grande (SUPRG, 2011).

3.4. Projeto de modernização do cais do Porto Novo

A obra descrita neste estudo é a modernização do Cais Porto Novo, localizado na cidade de Rio Grande (RS). O cais original do Porto Novo, composto de um muro formado por seis blocos de concreto sobrepostos, foi inaugurado em 1915, tendo sido projetado para receber navios com calado de até 10 m.

O trecho estudado da obra de modernização envolveu a construção de um novo cais com 450 m de extensão.

Dentre os objetivos do projeto destacam-se:

- aprofundamento da cota batimétrica na linha de atracação para a cota - 14,00m, possibilitando a recepção de navios de até 75000 TPB e calado de 40 pés;
- permitir a operação de navios dotados de propulsão lateral (“bow thruster”), visando reduzir os custos portuários pela dispensa de rebocadores;
- possibilitar a instalação de equipamentos portuários modernos, de grande capacidade de movimentação de cargas; e
- construção de dois berços de 225 metros cada um, destinados a movimentação de fertilizantes e contêineres.



Figura 3.4 – Trecho da obra de modernização do novo cais do Porto Novo (SUPRG, 2008).

3.4.1. Descrição do projeto – Concepção estrutural

O novo cais com 450 m de extensão foi apoiado no antigo muro de cais pelo lado de terra, e em 72 novas estacas mistas pelo lado de mar. O projeto foi dividido em seis módulos (Fig. 3.5), cada um com 75 m de extensão, constando de uma plataforma rígida em seu plano, três vigas paralelas ao cais, estacas Franki (terra) e estacas mistas (mar), conforme exposto na Fig. 3.6. As forças perpendiculares ao cais, no sentido terra-mar, são absorvidas por grupos de tirantes que partem dos blocos e são ancorados no solo e as forças paralelas ao cais são absorvidas pelo atrito do solo com o paramento posterior (LOBO, 2003; MAGALHÃES, 2011).

Para o projeto, foi realizada uma campanha de ensaios do tipo SPT (“Standard Penetration Test”), composta de furos de sondagem a cada 100 m, tanto do lado do mar quanto em terra firme. Foram executados 12 furos de sondagem (no ano de 2000), sendo que destes, 7 foram executados sob lâmina d’água (S1A, S2B, S3B, S4A, S5, S6 e S7) e 5 em terra firme (S8A, S9B, S10, S11 e S12C). Os boletins de sondagens podem ser encontrados em Lobo (2003) e Magalhães (2011).

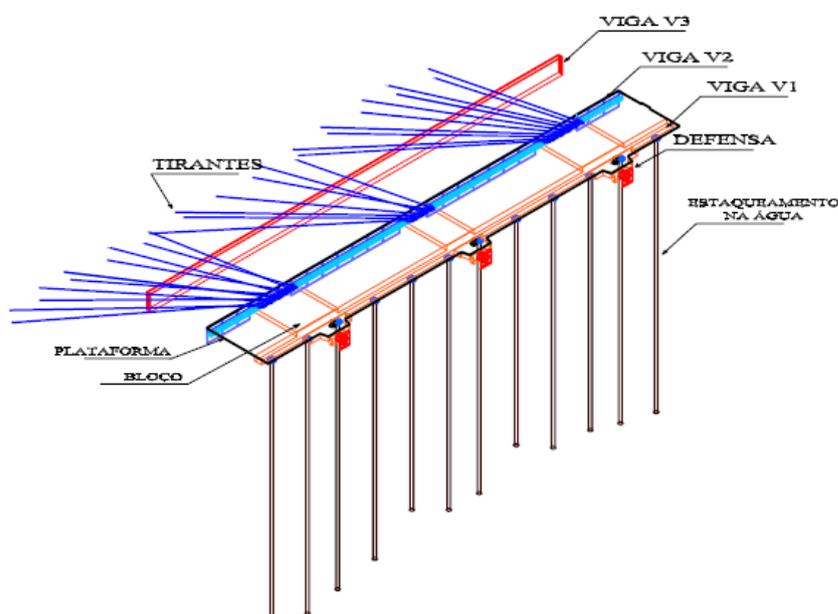


Figura 3.5 – Esquema de um módulo do cais (Lobo, 2003).

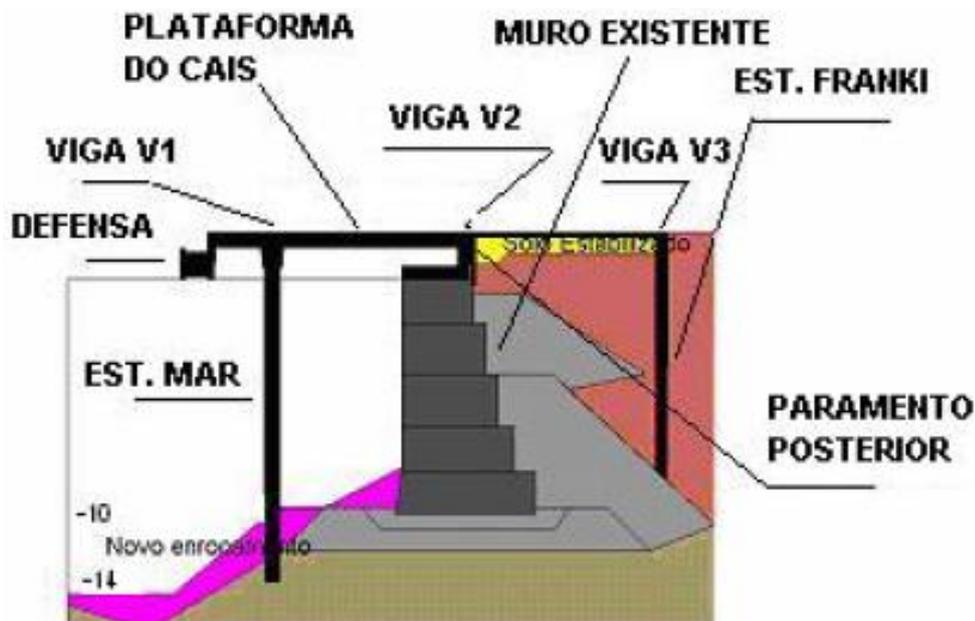


Figura 3.6 – Seção transversal do cais (Lobo, 2003).

3.4.2. Obra geotécnica – Estaqueamento em água

As estacas ao mar são mistas (metálicas preenchidas em parte com concreto armado), e são constituídas de um tubo metálico com um comprimento total de 48m, possuindo duas regiões: uma com presença de concreto armado onde o conjunto possui um diâmetro externo de 0,7112 m (28”) com camisa metálica composta por uma chapa com espessura 9,53 mm (da cota + 1,050 m à cota -21,000 m) e, a segunda região, é formada por estaca metálica com 0,7112 m de diâmetro externo e espessura da chapa de 9,53 mm (da cota -21,000 ao pé).

O aço que constitui os tubos metálicos das estacas possui uma tensão de escoamento de 316 MPa e o módulo de elasticidade é de 210 GPa. O concreto usado para o preenchimento das estacas possui resistência característica $f_{ck} \geq 30$ MPa e aço CA-50, com cobrimento de 5 cm. Cada estaca foi submetida a uma carga máxima de compressão de 3000 kN e o momento fletor de 310 kN.m em qualquer direção.

As estacas metálicas foram cravadas até atingirem a nega prevista em torno de 1 mm, determinada em função do tipo de martelo e de sua energia de cravação. Após a cravação do tubo metálico foi executada uma limpeza interna com equipamento “air-lift” até a cota - 21,000 m. A seguir, executou-se então a “rolha” de concreto objetivando permitir a limpeza e

secagem do interior da estaca. Em sequência, foi montada a “gaiola” de armação e procedida a concretagem, com a utilização de tubo “tremie” (LOBO, 2003). A Figura 3.7 demonstra o processo de cravação do tubo metálico.



Figura 3.7 – Cravação de tubo metálico (Lobo, 2003).

3.4.3. Execução e controle do estaqueamento

Para efetuar o processo de cravação de cada estaca, foi efetuada uma operação de limpeza minuciosa no local, com o intuito de verificar qualquer obstáculo que comprometesse a cravação dos tubos metálicos. A detecção dos obstáculos foi executada, através de dragagem com “air lift”, tendo o cuidado de não comprometer a estabilidade do muro do cais existente. Além disso, para realizar essa operação com sucesso, contou com o auxílio de mergulhadores.

O processo de cravação das estacas só foi iniciado após a verificação da localização de cada estaca. Também foi avaliado o bate-estaca e seus acessórios, a equipe de operação, a energia de cravação prevista, os perfis de sondagem, a verticalidade e as demais características geométricas da estaca.

Durante o processo de cravação, no momento em que a estaca atinge a nega prevista, esta foi rasada na cota definida em projeto.

Segue-se a seguinte operação:

- Limpeza com “air lift” em seu interior até a cota definida no projeto;

- Concretagem da “rolha”;
- Limpeza do tubo;
- Inserção da “gaiola” de armação; e
- Concretagem com auxílio de tubo “tremie”.

O próximo passo do controle de qualidade do estaqueamento é o acompanhamento da cravação. Esse processo se dá partir do estudo das características do elemento estrutural e sua interação com o solo. O processo é complementado pelo controle “in situ” da capacidade de carga.

O controle da capacidade de carga “in situ” foi realizado pelas fórmulas dinâmicas de nega (gráficos de cravação) e por instrumentação dinâmica.

O sistema de cravação escolhido neste estaqueamento foi por percussão, utilizando um martelo automático (a diesel) do tipo DELMAG D-44, que conta com um pilão de peso igual 42,27 kN, conforme ilustrado na Fig. 3.8.

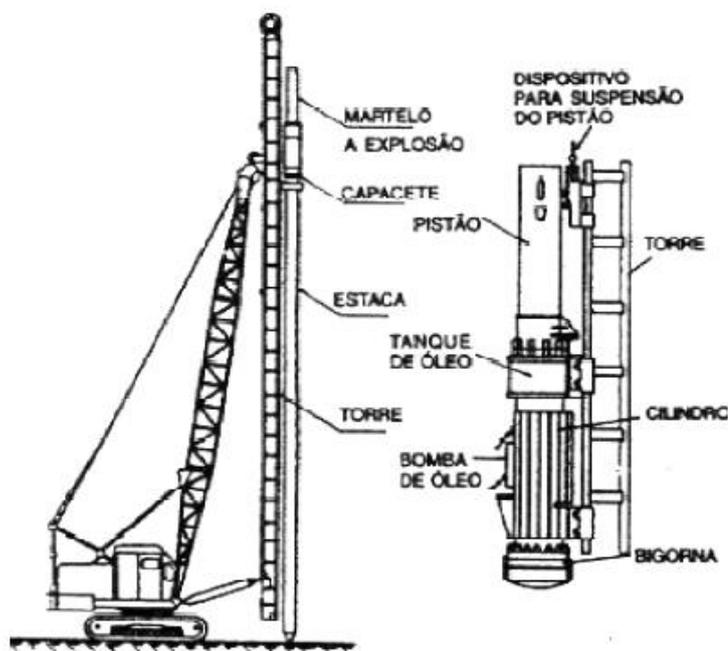


Figura 3.8 – Esquema de cravação do martelo diesel (Lobo, 2003)

4. ESTIMATIVA “A PRIORI” DA CAPACIDADE DE CARGA

4.1. Introdução

No presente estudo, o cais foi dividido em cinco áreas de influência, abrangendo cinco furos de sondagens tipo SPT, executados sob lâmina d’água: S1A, S2B, S3B, S4A e S5 (Fig. 4.1). As estacas marcadas com “X” na Fig. 4.1, não foram estudadas, pela ausência dos boletins de cravação.

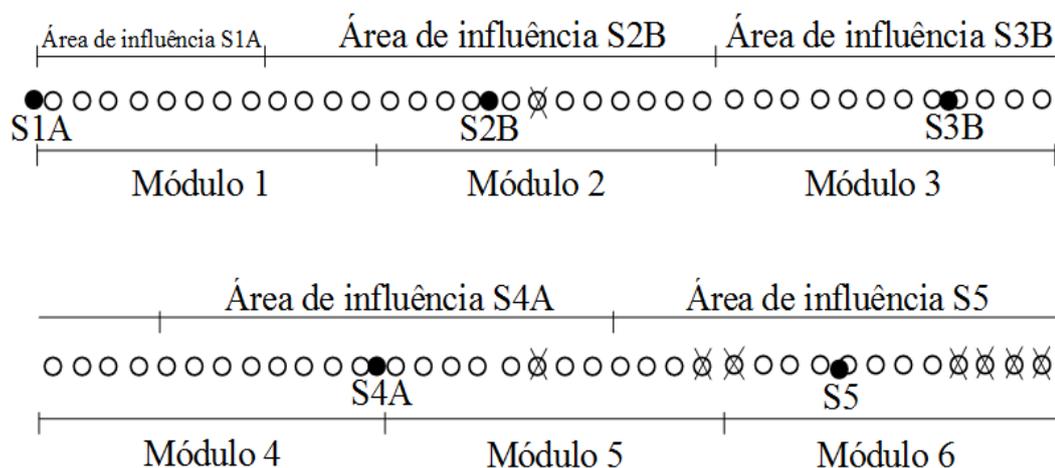


Figura 4.1 – Áreas de influência (Lobo, 2003).

A área de influência S1A é composta por 8 estacas, as áreas de influência S2B e S4A são constituídas por 15 estacas cada, a área de influência S3B contém 16 estacas e a área de influência S5 possui 10 estacas (as estacas foram cravadas durante o ano de 2002). Na Figura 4.2 encontra-se um perfil geotécnico esquemático, baseado nos resultados das sondagens em água.

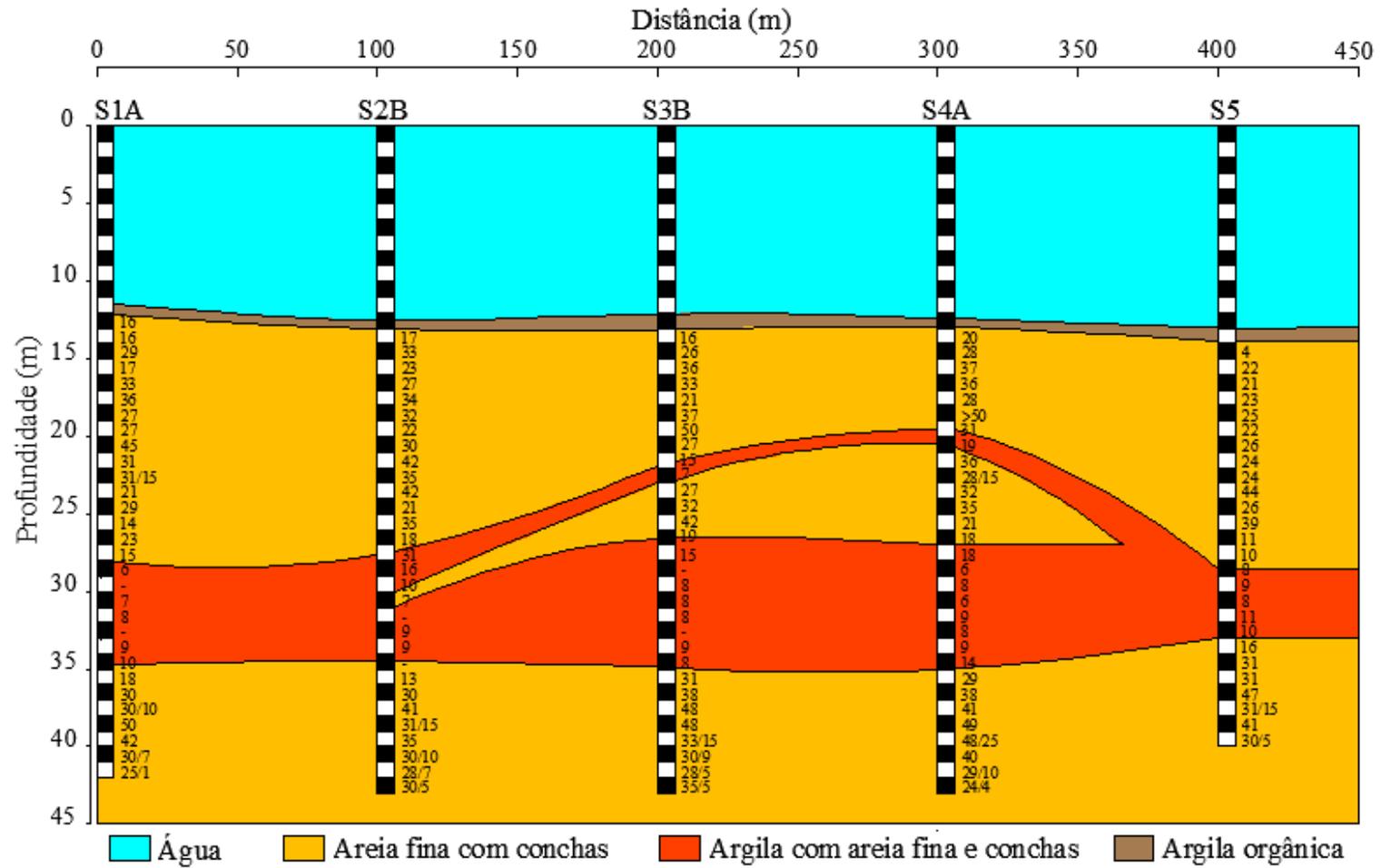


Figura 4.2 – Perfil longitudinal em água.

4.2. Condições de embuchamento das estacas

Durante o processo de cravação de estacas vazadas de ponta aberta, podem ocorrer duas condições de embuchamento. Uma destas é quando o solo se solidariza junto à ponta da estaca, formando uma bucha em sua ponta, ocasionando a obstrução da ponta da estaca. Desta forma, a resistência mobilizada de ponta corresponde a área cheia da estaca, e o atrito lateral é mobilizado apenas na área externa da estaca, que é denominada de “embuchada”.

A outra condição é quando o solo penetra no interior da estaca, pela ponta aberta, e o volume interno da estaca é preenchido com solo, formando assim atrito entre o solo e a parede interna do tubo que constitui a estaca. Nesta condição, a resistência de ponta é mobilizada na área anelar do tudo de aço ou de concreto da estaca, e existe mobilização de atrito externo e interno na estaca. Neste caso a estaca é denominada como “não-embuchada”. As Figuras 4.3 e 4.4 demonstram as duas condições de embuchamento.

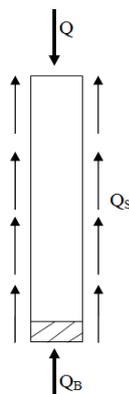


Figura 4.3 – Resistência mobilizada na condição “embuchada”

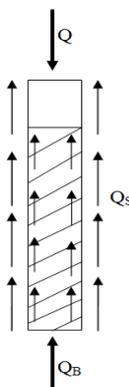


Figura 4.4 – Resistência mobilizada na condição “não-embuchadas”.

4.3. Procedimento de cálculo

Na estimativa da capacidade de carga das estacas, com base nos resultados dos ensaios tipo SPT, adotaram-se dois métodos de previsão: Aoki e Velloso (1975) (com modificações propostas por Laprovitera, 1988, e Benegas, 1993), e Décourt e Quaresma (1978) (também Décourt et al., 1999) descritos no item 2.2.2. A variabilidade (dispersão) dos valores de N_{SPT} (admitido como variável aleatória) foi incluída nas equações de previsão de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), através da aplicação do método FOSM (“First Order Second Moment”). A distribuição probabilística “a priori” da capacidade de carga será estimada adotando-se a metodologia descrita em Alves e Amadori (2012) (item 4.3.1).

Com base em dados extraídos da literatura técnica (BAECHER E CHRISTIAN, 2008), este trabalho adotou um coeficiente de variação CV (razão entre desvio padrão e média) de 50% para os valores de N_{SPT} .

Uma vez que as fundações são constituídas por estacas de ponta aberta, surge a dúvida em relação ao comportamento em termos de embuchamento. Para avaliar se as estacas da obra embucharão ou não, foi comparada a capacidade de carga nas duas condições. A Figura 4.5 a) e b) mostra a distribuição da capacidade de carga ao longo da profundidade, nas condições não-embuchada e embuchada, respectivamente, para a sondagem S1A e pelo método de Aoki e Velloso.

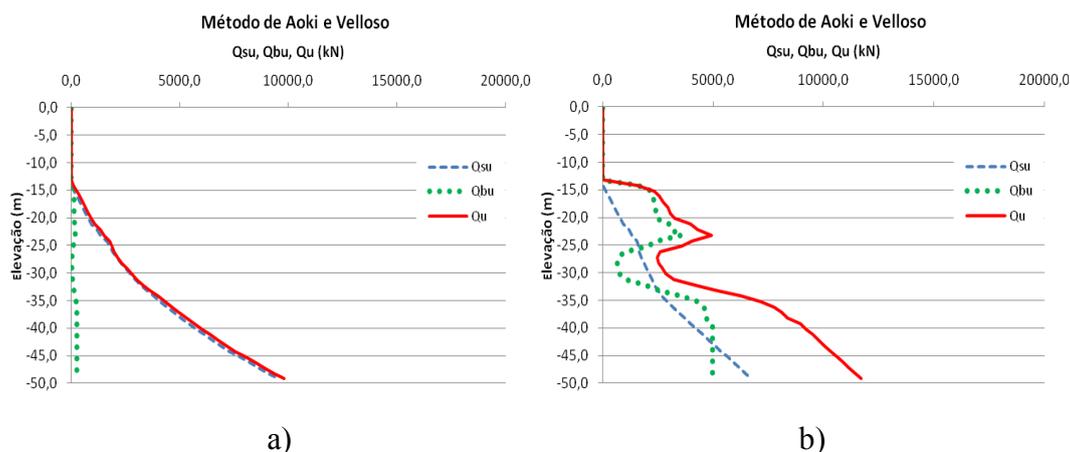


Figura 4.5 – Distribuição da capacidade de carga ao longo da profundidade, para a sondagem S1A, pelo método de Aoki e Velloso: a) condição não-embuchada; e b) condição

embuchada.

De acordo com a Fig. 4.5 a) e b), a capacidade de carga em condição embuchada é muito maior (Fig. 4.5 a)), que na condição não-embuchada (Fig. 4.5 b)), portando prevê-se que a condição não-embuchada será aquela que ocorrerá na obra.

Assim, a capacidade de carga geotécnica é composta por uma parcela de ponta (correspondente à área anelar da seção transversal da estaca), uma parcela de atrito lateral externo, e uma parcela de atrito lateral interno (oriunda da coluna de solo posicionada no interior da estaca). O atrito lateral interno foi estimado a partir do atrito externo, considerando-se a diferença entre os perímetros interno e externo, e também um deslocamento da coluna interna de solo em relação à superfície do leito natural. A cota superior da coluna interna de solo foi considerada igual a -22 metros (FAGUNDES, 2007). Apesar de Velloso e Lopes (2010) indicar a desconsideração de qualquer perda do atrito interno, admitiu-se, no presente estudo, que o atrito unitário interno da estaca é igual a 70% do atrito unitário externo (DIAS, 2011).

A cota de assentamento escolhida para a ponta das estacas foi aquela onde a capacidade de carga média era igual ou maior do que o dobro da maior carga aplicada em cada estaca, ou seja, maior ou igual a 6000 kN.

4.3.1. Metodologia proposta por Alves e Amadori (2012)

Alves e Amadori (2012) aplicaram o método FOSM (“First Order Second Moment”) nos métodos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, objetivando o conhecimento dos parâmetros estatísticos (média e variância) das distribuições “à priori” de capacidade de carga das estacas, uma vez estimada ou calculada a dispersão dos valores de N_{SPT} . Esta dispersão no valor de N_{SPT} pode refletir as incertezas associadas aos resultados do próprio ensaio, a variabilidade espacial do solo, bem como as incertezas associadas aos métodos de estimativa de capacidade de carga.

A estaca é subdividida em n segmentos, cada um com um comprimento ΔL_i , conforme mostrado na Figura 4.6. Nesta mesma Figura, $Q_{b,n}$ é a resistência de ponta da estaca correspondente ao segmento n , e $\Delta Q_{s,i}$ é o acréscimo de atrito lateral no segmento i (onde i

varia de 1 até n).

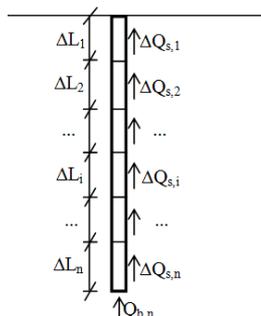


Figura 4.6 – Discretização da estaca (Alves e Amadori, 2012)

Portanto, a capacidade de carga da estaca, subdividida em n segmentos será:

$$Q_{u,n} = Q_{b,n} + Q_{s,n} \quad (4.1)$$

Onde n é um número inteiro que define a profundidade de assentamento da ponta da estaca em relação à superfície do terreno e $Q_{s,n}$ é a capacidade total por atrito.

A capacidade de carga esperada será:

$$E[Q_{u,n}] = \bar{Q}_{u,n} = \bar{Q}_{b,n} + \bar{Q}_{s,n} = \mu_p \quad (4.2)$$

onde μ_p representa o valor médio previsto (“a priori”) da capacidade de carga. A capacidade de carga por atrito lateral será obtida da seguinte forma:

$$\bar{Q}_{s,n} = \sum_{i=1}^n \bar{\Delta Q}_{s,i} \quad (4.3)$$

Admitindo independência estatística entre $Q_{b,n}$ e $Q_{s,n}$, a variância associada à capacidade de carga será:

$$V[Q_{u,n}] = V[Q_{b,n}] + V[Q_{s,n}] = \sigma_p^2 \quad (4.4)$$

onde σ_p^2 é a variância (quadrado do desvio padrão) “a priori” da capacidade de carga, para uma dada região.

Admitindo agora que há correlação estatística entre parcelas imediatamente adjacentes de atrito, resulta que:

$$V[Q_{s,n}] = \sum_{i=1}^n V[\Delta Q_{s,i}] + 2 \sum_{i=1}^n \rho_{i,i-1} \cdot \sigma_i \cdot \sigma_{i-1} \quad (4.5)$$

onde ρ representa o coeficiente de correlação e σ representa o desvio padrão (raiz quadrada da variância).

a) Método de Aoki e Velloso

Segundo o método de Aoki e Velloso, as parcelas de ponta e de atrito lateral da capacidade de carga da estaca são dadas pelas seguintes expressões:

$$Q_{b,n} = \frac{A_b \cdot k_{AV}}{F1} \cdot N_{b,n} \quad (4.6)$$

$$Q_{s,n} = \sum_{i=1}^n \Delta Q_{s,i} = \sum_{i=1}^n \frac{U \cdot \Delta L_i \cdot \alpha_{AV} \cdot k_{AV}}{F2} \cdot N_i \quad (4.7)$$

sendo $N_{b,n}$ a média aritmética entre o valor do N_{SPT} medido na profundidade anterior à posição da ponta da estaca (N_{n-1}), na profundidade da ponta (N_n) e na profundidade posterior (N_{n+1}) à posição da ponta da estaca, de acordo com as análises de Laprovitera (1988) e Benegas (1993):

$$N_{b,n} = \frac{N_{n-1} + N_n + N_{n+1}}{3} \quad (4.8)$$

Empregando-se o método de FOSM no método de Aoki e Velloso, admitindo que os valores de N_{SPT} sejam variáveis aleatórias, obtém-se as expressões para a média da variância da resistência de ponta $Q_{b,n}$.

$$E[Q_{b,n}] = \bar{Q}_{b,n} = \frac{A_b \cdot k_{AV}}{F1} \cdot \bar{N}_{b,n} \quad (4.9)$$

$$V[Q_{b,n}] = \left(\frac{A_b \cdot k_{AV}}{F1} \right)^2 \cdot V[N_{b,n}] \quad (4.10)$$

Se N_{n-1} , N_n e N_{n+1} são variáveis aleatórias estatisticamente dependentes, pode-se escrever:

$$E[N_{b,n}] = \bar{N}_{b,n} = \frac{\bar{N}_{n-1} + \bar{N}_n + \bar{N}_{n+1}}{3} \quad (4.11)$$

$$V[N_{b,n}] = \left(\frac{1}{3} \right)^2 \cdot [V[N_{n-1}] + V[N_n] + V[N_{n+1}]] + 2 \cdot \rho_{n-1,n} \cdot \sigma_{n-1} \cdot \sigma_n + 2 \cdot \rho_{n,n+1} \cdot \sigma_n \cdot \sigma_{n+1} + 2 \cdot \rho_{n+1,n-1} \cdot \sigma_{n+1} \cdot \sigma_{n-1}] \quad (4.12)$$

onde ρ representa o coeficiente de correlação e σ representa o desvio padrão (raiz quadrada da variância).

Novamente, admitindo-se que os valores de N_{SPT} são variáveis aleatórias, aplicando o método de FOSM, calcula-se a média e a variância da resistência lateral, através das seguintes expressões:

$$E[\Delta Q_{s,i}] = \Delta \bar{Q}_{s,i} = \frac{U \cdot \Delta L_i \cdot \alpha_{AV} \cdot k_{AV}}{F2} \cdot \bar{N}_i \quad (4.13)$$

$$V[\Delta Q_{s,i}] = \left(\frac{U \cdot \Delta L_i \cdot \alpha_{AV} \cdot k_{AV}}{F2} \right)^2 \cdot V[N_i] \quad (4.14)$$

b) Método de Décourt e Quaresma

Para o método de Décourt e Quaresma (1978), as equações referentes às parcelas laterais e de ponta da capacidade de carga da estaca são:

$$Q_{b,n} = A_b \cdot \alpha_{DQ} \cdot k_{DQ} \cdot N_{b,n} \quad (4.15)$$

onde $N_{b,n}$ é calculado da mesma forma que no método de Aoki e Velloso.

$$Q_{s,n} = 10 \cdot \beta_{DQ} \cdot U \cdot L_n \cdot \left(\frac{N_{s,n}}{3} + 1 \right) \quad (4.16)$$

onde L_n é o comprimento enterrado da estaca. O parâmetro $N_{s,n}$ representa o valor médio de N_{SPT} ao longo do comprimento da estaca, excluídos os valores de N_{SPT} utilizados no cálculo de $N_{b,n}$:

$$N_{s,n} = \frac{\sum_{j=1}^{n-2} (N_j)}{n-2}, \text{ para } n > 2 \quad (4.17)$$

onde n é um número inteiro que define a profundidade de assentamento da ponta da estaca em relação à superfície do terreno.

Empregando-se o método de FOSM no método de Décourt e Quaresma, obtém-se a média e a variância das parcelas de capacidade de carga, segundo as seguintes expressões:

$$E[Q_{b,n}] = \bar{Q}_{b,n} = A_b \cdot \alpha_{DQ} \cdot k_{DQ} \cdot \bar{N}_{b,n} \quad (4.18)$$

$$V[Q_{b,n}] = (A_b \cdot \alpha_{DQ} \cdot k_{DQ})^2 \cdot V[N_{b,n}] \quad (4.19)$$

$$E[\Delta Q_{s,i}] = \overline{\Delta Q}_{s,i} = \frac{10 \cdot \beta_{DQ} \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \left[\frac{i}{(i-2)} \cdot (\overline{N}_{i-2} + 3) - \frac{2}{(i-2) \cdot (i-3)} \cdot \sum_{j=1}^{i-3} (\overline{N}_j + 3) \right] \quad (4.20)$$

$$V[\Delta Q_{s,i}] = \left(\frac{10 \cdot \beta_{DQ} \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \frac{i}{(i-2)} \right) \cdot V[N_{i-2}] + \sum_{j=1}^{i-3} \left[\left(\frac{10 \cdot \beta_{DQ} \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \frac{2}{(i-2) \cdot (i-3)} \right) \cdot V[N_j] \right] \quad (4.21)$$

O segundo termo da equação (4.21) é formado por um somatório, quando o valor de i aumenta, o segundo termo tende a zero, ou seja, em trechos mais profundos da estaca despreza-se o segundo termo da equação:

$$V[\Delta Q_{s,i}] \cong \left(\frac{10 \cdot \beta_{DQ} \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \frac{2}{(i-2)(i-3)} \right)^2 \cdot V[N_j] \quad (4.22)$$

4.4. Resultados obtidos

Os resultados obtidos a seguir apresentam os cálculos da capacidade de carga metro a metro, para cada um dos cinco furos de sondagem. Os gráficos das Fig. 4.7 a 4.16 apresentam a capacidade de carga (média) das estacas versus a profundidade, para as parcelas individuais de resistência lateral e de ponta das estacas previsto para métodos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma.

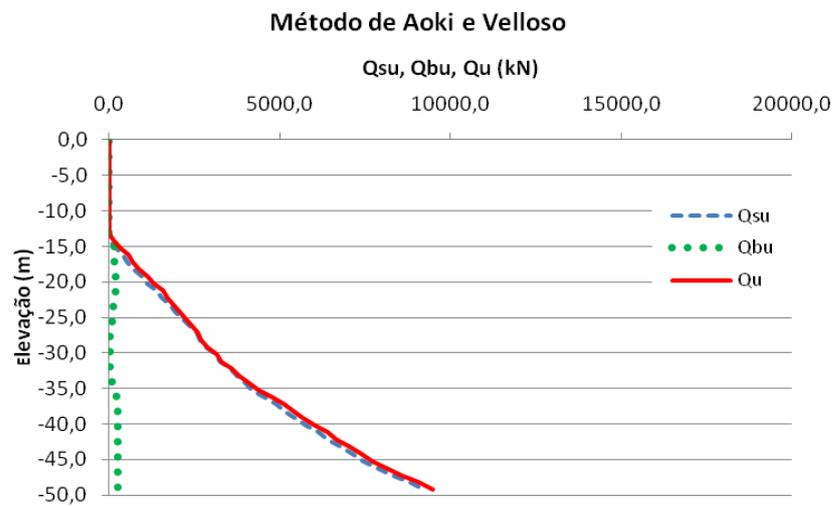


Figura 4.7 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S1A.

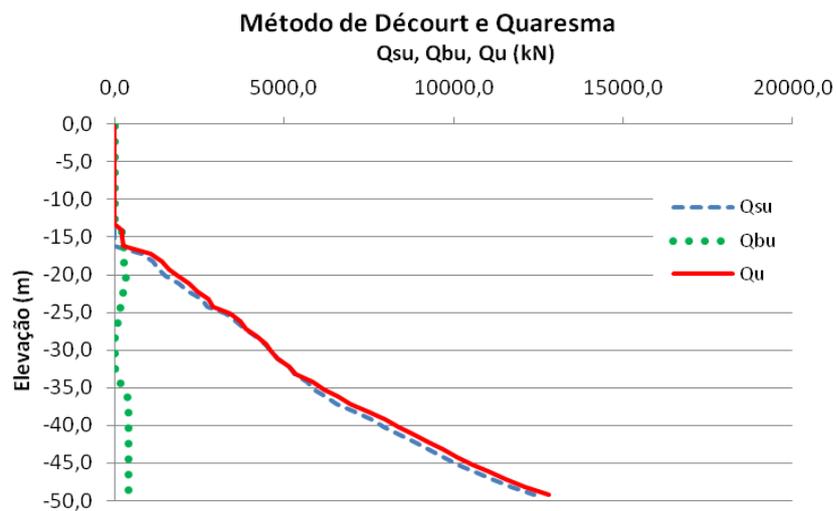


Figura 4.8 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S1A.

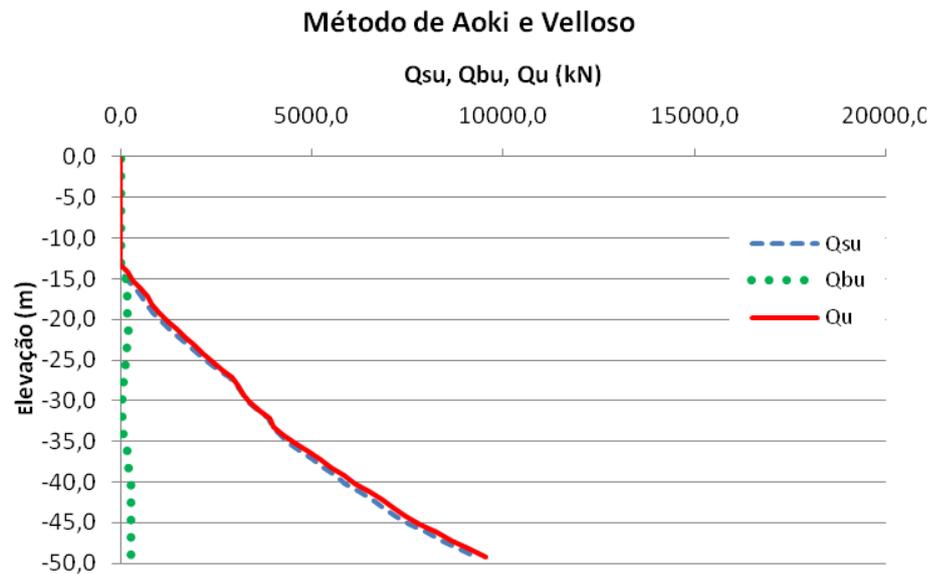


Figura 4.9 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S2B.

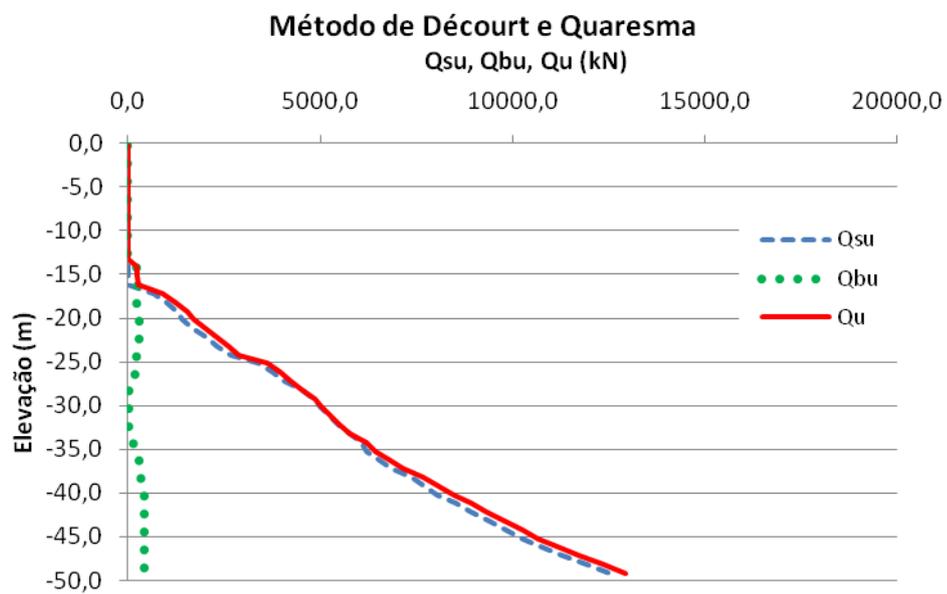


Figura 4.10 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S2B.

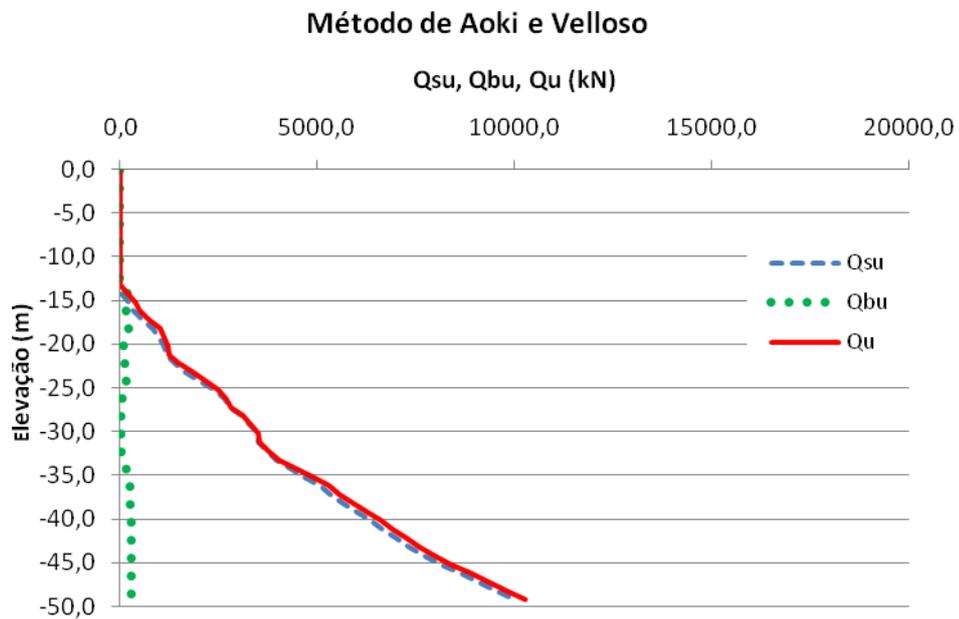


Figura 4.11 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S3B.

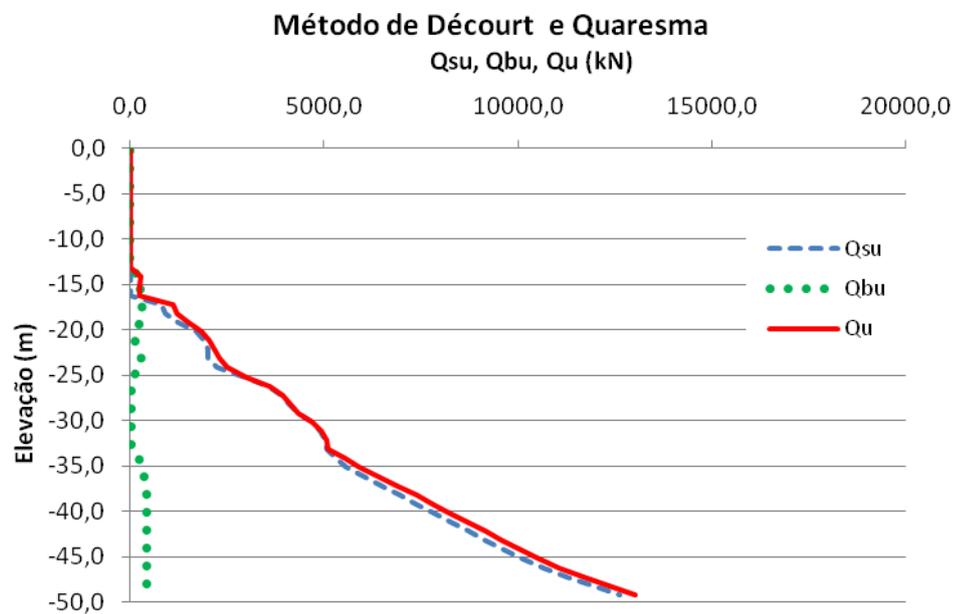


Figura 4.12 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S3B.

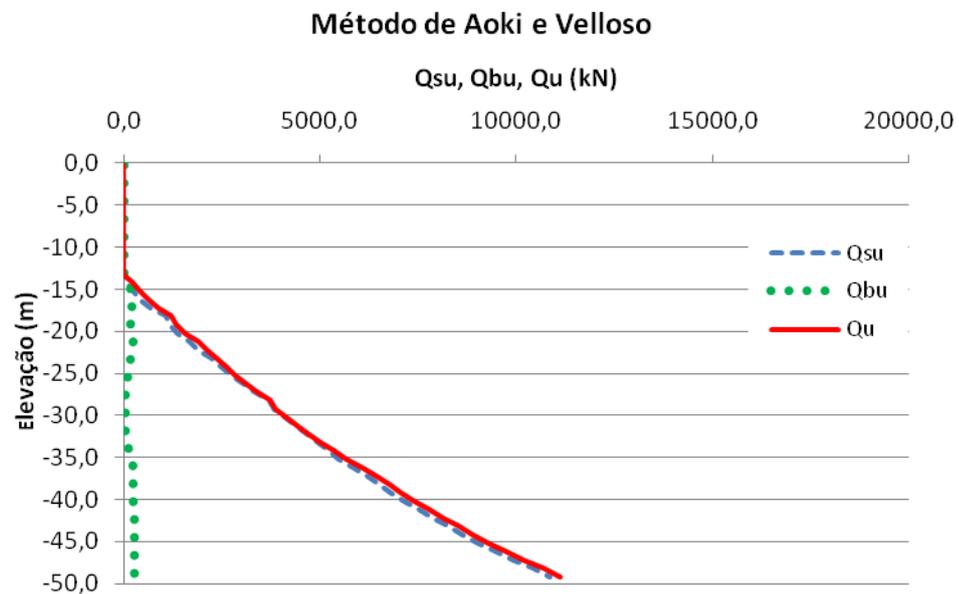


Figura 4.13 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Velloso para a sondagem S4A.

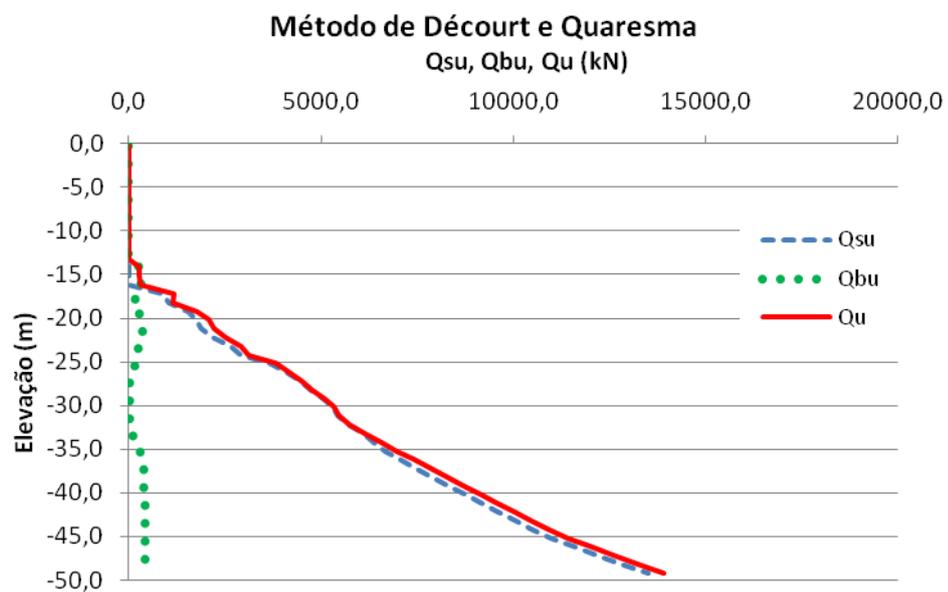


Figura 4.14 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S4A.

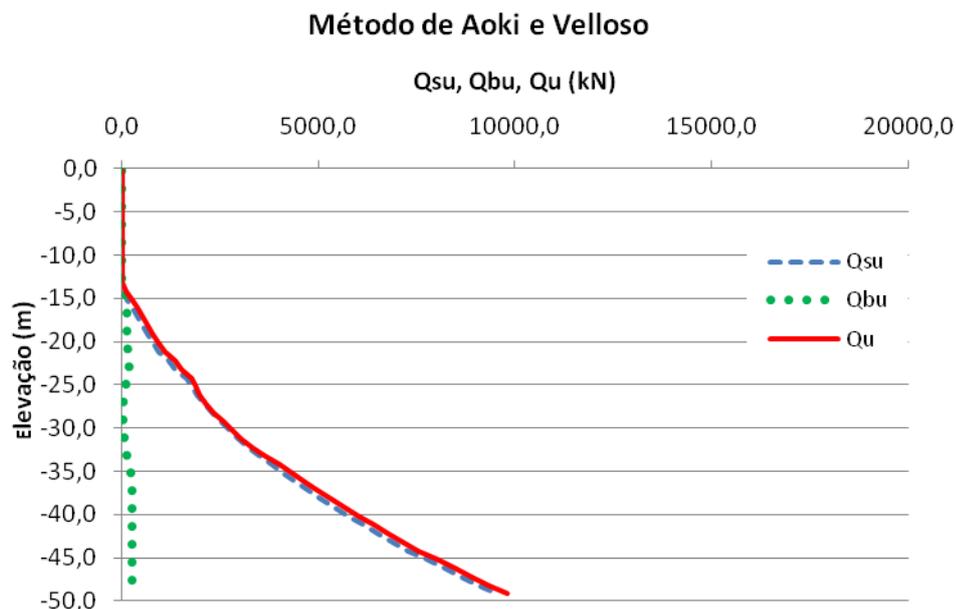


Figura 4.15 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Aoki e Veloso para a sondagem S5.

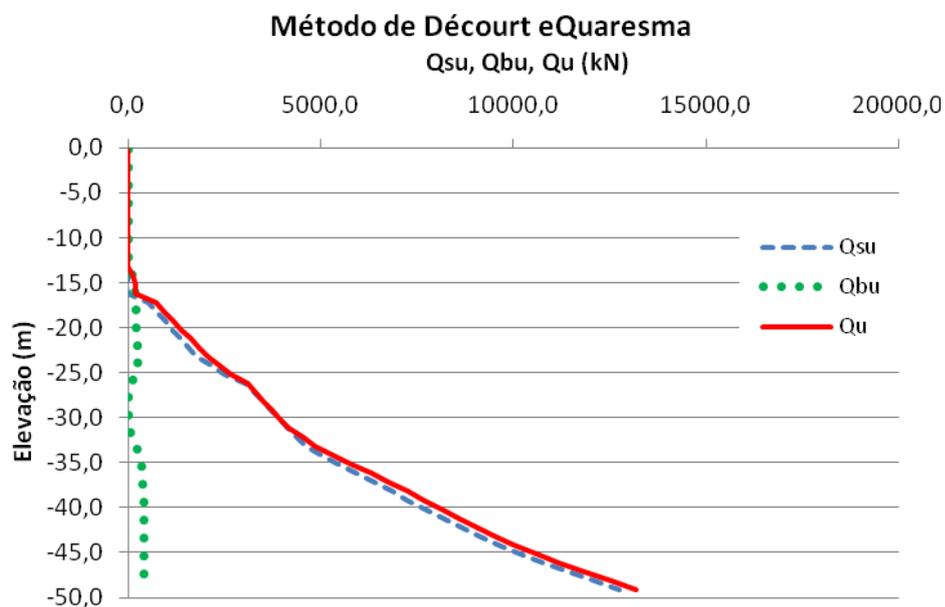


Figura 4.16 – Previsão da capacidade de carga “a priori”, pelo método de Décourt e Quaresma para a sondagem S5.

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os resultados da análise “a priori”, para os dois métodos de previsão adotados, em termos de elevação da ponta, média (μ_p), desvio padrão

(σ_p) e coeficiente de variação (CV – razão entre desvio padrão e média) da capacidade de carga estimada.

Tabela 4.1 – Parâmetros da distribuição “a priori” – Método de Aoki e Velloso.

Área de influência	Elevação (m)	μ_p (kN)	σ_p (kN)	CV (%)
S1A	-40,20	6046	758	13%
S2B	-40,20	6136	749	12%
S3B	-39,20	6270	785	13%
S4A	-36,20	6081	787	13%
S5	-40,20	6046	751	12%

Tabela 4.2 – Parâmetros da distribuição “a priori” – Método de Décourt e Quaresma.

Área de influência	Elevação (m)	μ_p (kN)	σ_p (kN)	CV (%)
S1A	-35,20	6170	1187	19%
S2B	-34,20	6192	1209	20%
S3B	-36,20	6442	1212	19%
S4A	-33,20	6150	1318	21%
S5	-36,20	6317	977	15%

Observa-se que o método de Décourt e Quaresma previu profundidades de assentamento ligeiramente menores do que o método de Aoki e Velloso (3,60 m, em média). Além disso, os resultados do método de Aoki e Velloso apresentaram coeficientes de variação de 12% a 13% para a capacidade de carga, enquanto que o método de Décourt e Quaresma apresentou coeficientes de variação de 15% a 21%.

5. FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA

5.1. Introdução

Na abordagem bayesiana, a função de verossimilhança deve descrever uma distribuição objetiva de probabilidades, ou seja, baseada em dados amostrais (experimentais). No presente estudo, a capacidade de carga das estacas foi avaliada com base nas negas medidas no final da cravação. Foram analisados os dados de 64 das 72 estacas de mar utilizadas na obra, devido à ausência dos boletins de cravação das demais estacas.

5.2. Procedimento de cálculo

No procedimento de cálculo será apresentado como foi determinada a função de verossimilhança a partir das negas medidas. Estes valores de negas medidas podem ser encontrados em Magalhães (2011). O procedimento se baseou na proposta original de Guttormsen (1987), adotada também por Cabral (2008).

5.2.1. Metodologia proposta por Guttormsen (1987)

O procedimento se fundamenta na construção de curvas de cravabilidade, que são relações entre a resistência (estática) do solo à cravação (SRD, do inglês “soil resistance to driving”) e o inverso da nega (também chamado de número de golpes por metro, ou BCN, do inglês “blow count number”). Os métodos de construção de tais curvas dependem de parâmetros dinâmicos relativos à estaca, ao solo e ao martelo de cravação.

Guttormsen (1987) baseou-se em resultados obtidos de sua análise paramétrica, onde determinou duas fontes de incertezas na análise de cravabilidade. As incertezas relacionadas à eficiência do martelo têm grande relevância nos resultados da análise do autor e, em seu estudo, a variância foi considerada de forma isolada.

Além disso, Guttormsen (1987) adotou uma variância única, determinada através de

um coeficiente de variação, denominado Ω , que foi baseado em experiências do projetista. Essa variância única traduz às variâncias devidas as incertezas dos outros parâmetros adotados.

A variância total da estimativa é determinada pela equação da onda:

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

sendo

- σ_H^2 é a variância relativa à eficiência do martelo; e
- σ_L^2 é a variância devida à incerteza dos demais parâmetros adotados (admitindo independência estatística).

Cabral (2008) descreve a proposta de Guttormsen (1987), da seguinte forma:

- Aplicar o programa da equação da onda nos parâmetros médios selecionados, incluindo a eficiência média, construindo assim uma curva esperada de cravabilidade;
- A partir dos resultados obtidos na obra insere-se no eixo das abscissas da curva de cravabilidade, o número de golpes por penetração para cada estaca (inverso da nega), obtendo-se assim no eixo das ordenadas, o valor esperado da resistência do solo durante a cravação, conforme apresentado na Fig. 5.1:

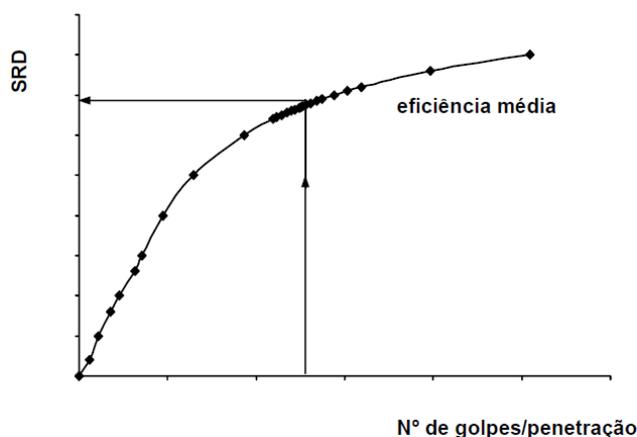


Figura 5.1 – Resistência mobilizada durante a cravação versus o número de golpes por penetração (Cabral, 2008).

- c) Aplicando o programa para o limite inferior da faixa de incerteza da eficiência, em seguida, para o limite superior da mesma faixa, determinam-se duas outras curvas de cravabilidade, que define uma região em que se localizam as curvas correspondentes à faixa de incerteza selecionada para a eficiência do martelo;
- d) Inserindo-se a resistência dinâmica esperada obtida em b) no eixo das ordenadas das curvas de cravabilidade referentes aos limites inferiores e superiores da eficiência do martelo, determina-se o limite inferior n_1 , e superior n_2 , do número de golpes por penetração Fig. 5.2.

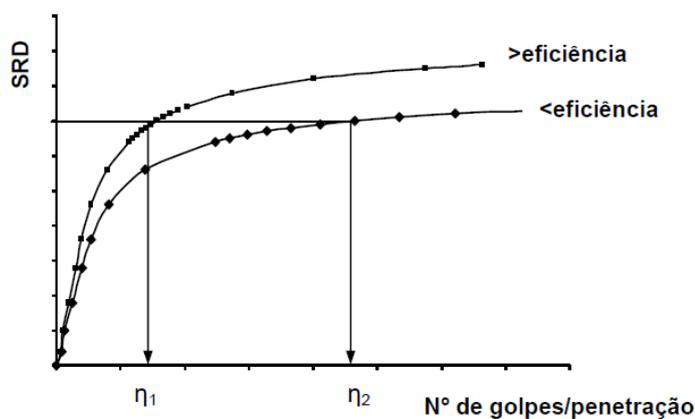


Figura 5.2 – Obtenção dos limites (inferiores e superiores) do número de golpes por penetração, correspondente ao valor esperado da resistência mobilizada durante a cravação (Cabral, 2008).

Guttormsen (1987) determina a variância σ_H^2 em relação ao número de golpes, a partir da seguinte equação:

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

A parcela σ_L^2 da variância devida às incertezas, é calculada de acordo com a seguinte equação:

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

sendo

- Ω é o coeficiente de variação relativo à incerteza das demais variáveis, que deve ser selecionada com base na experiência do projetista; e
- μ_N é o valor esperado do número de golpes.

A partir de uma vasta experiência adquirida na observação de diversas obras de cravação “offshore”, acompanhadas em NGI (Norwegian Geotechnical Institute), o autor adotou um coeficiente de variação de 0,10. Através dos resultados obtidos de σ_H e σ_L , pode ser calculada a variância total σ_T^2 , em relação ao número de golpes por penetração, de acordo com a equação 5.1.

- e) O número de golpes medidos, no eixo das abscissas, determinou-se no item b), o valor da resistência esperada na cravação, para a curva correspondente à eficiência média. Aplicando-se a faixa de valores do número de golpes no eixo das abscissas (valor medido – desvio padrão) e (valor medido + desvio padrão), na curva de cravabilidade correspondes à eficiência média, determina-se, então, o limite inferior da resistência mobilizada durante a cravação e o limite superior da resistência mobilizada durante a cravação; e
- f) Os resultados obtidos em e), traduzem os resultados da variância da resistência mobilizada durante a cravação.

Guttormsen (1987), afirma que é possível, através do procedimento descrito acima, a determinação da estimativa do valor esperado e da variância provável “objetiva” da capacidade de carga durante a cravação.

5.2.2. Metodologia aplicada no presente trabalho

Foi utilizado neste trabalho um procedimento ligeiramente modificado em relação ao procedimento original de Guttormsen (1987). A variabilidade (incerteza) da resistência da estaca é avaliada através de três curvas de cravabilidade: uma curva construída com

parâmetros médios (curva “esperada”), e duas outras curvas construídas com os valores médios dos parâmetros somados ou subtraídos do seu respectivo desvio padrão, de maneira a formar uma curva “superior” e uma curva “inferior” de resistência, conforme mostrado na Fig. 5.3.

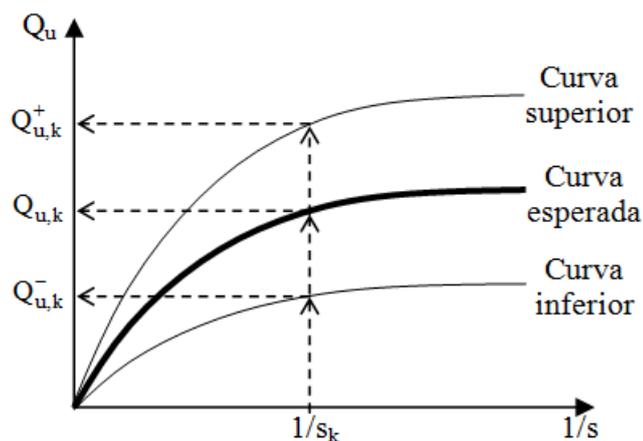


Figura 5.3 – Curvas de capacidade de carga versus o inverso da nega.

De acordo com o procedimento modificado, a partir dos valores de nega obtidos ao final da cravação, obtém-se, para cada estaca k , a sua capacidade de carga esperada ($Q_{u,k}$), a sua capacidade superior ($Q_{u,k}^+$) e a sua capacidade inferior ($Q_{u,k}^-$).

Chamando de m o número total de estacas em uma determinada área de influência, o valor médio da capacidade de carga estática (μ_L) será igual à média dos valores esperados da capacidade de carga de todas as estacas daquela área:

$$\mu_L = \frac{\sum_{k=1}^m Q_{u,k}}{m} \quad (5.4)$$

A variância da capacidade de carga em uma determinada área de influência (σ_L^2) será considerada igual à soma de duas variâncias parciais:

$$\sigma_L^2 = \sigma_{L,s}^2 + \sigma_{L,v}^2 \quad (5.5)$$

A parcela $\sigma_{L,s}^2$ é a variância espacial da capacidade de carga esperada, traduzida pela variabilidade das negas medidas:

$$\sigma_{L,s}^2 = \frac{\sum_{k=1}^m (Q_{u,k} - \mu_L)^2}{m-1} \quad (5.6)$$

A parcela $\sigma_{L,v}^2$ é a variância paramétrica, relativa às incertezas dos parâmetros adotados na construção das curvas de resistência. O valor de $\sigma_{L,v(k)}^2$ de cada estaca é estimado da seguinte forma:

$$\sigma_{L,v(k)}^2 = \left(\frac{Q_{u,k}^+ - Q_{u,k}^-}{2} \right)^2 \quad (5.7)$$

O valor de $\sigma_{L,v}^2$ de uma área de influência será igual ao valor médio de $\sigma_{L,v(k)}^2$ relativo a todas as estacas situadas naquela área.

5.2.3. Definição da fórmula dinâmica

Há duas formas possíveis para construção das curvas de cravabilidade: através de simulações baseadas na teoria de propagação de ondas em estacas (método mais preciso), ou através de fórmulas dinâmicas (método aproximado, sujeito a maiores incertezas). No presente trabalho, será utilizada a fórmula dinâmica atribuída a Weisbach (Jumikis, 1971). Porém, será introduzida uma modificação na fórmula original, substituindo-se o comprimento real L pelo comprimento equivalente L^* . O comprimento equivalente representa o encurtamento elástico da estaca, levando em conta a transferência de carga por atrito ao longo do seu comprimento. De uma forma geral, pode-se representar o comprimento equivalente como:

$$L^* = \alpha.L \quad (5.8)$$

O parâmetro α é um fator de proporcionalidade, função do mecanismo de transferência de carga da estaca. Este valor pode variar entre 0,5 (estaca sem transferência de carga pela ponta) até 1,0 (estaca sem transferência de carga por atrito). O valor de α foi determinado através da Fig. 5.4, considerando α variando entre 0,5 e 1, de acordo com a Eq. 5.9. A porcentagem de atrito das estacas foi estimada a partir da média dos resultados de quatro Ensaio de Carregamento Dinâmico (1-M1, 2-M1, 1-M3, 2-M3), que indicaram um valor médio de 86,5 %.

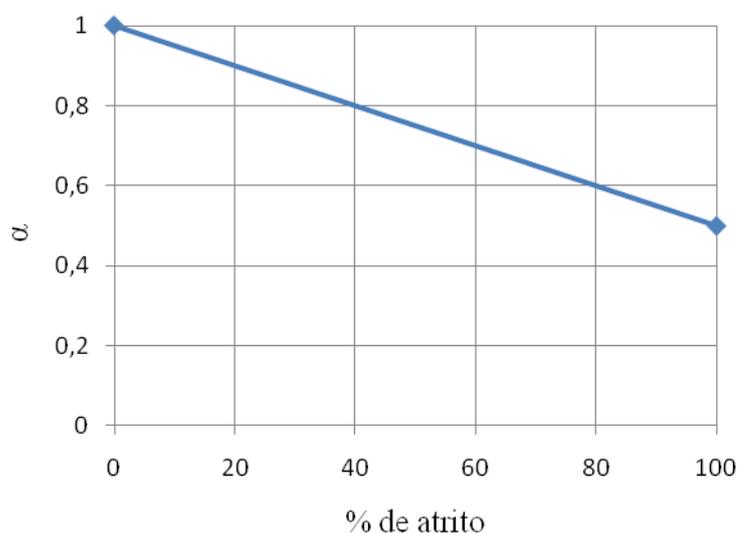


Figura 5.4 – α em função da porcentagem de atrito.

$$\alpha = 1 - \frac{0,5\bar{A}}{100} \quad (5.9)$$

Admitindo-se então \bar{A} igual a 86,5%, obtém-se o parâmetro α igual a 0,5677.

Além disso, a transformação da resistência dinâmica ao final da cravação (Q_d) em uma capacidade de carga estática de longo prazo (Q_u) é realizada através de um fator de correção. Esse fator de correção é entendido como sendo a razão entre um fator de crescimento da capacidade de carga com o tempo (“set-up”), FT , e um fator de amplificação dinâmica FD , que representa a relação entre as resistências mobilizadas na estaca por uma ação dinâmica e por uma ação estática.

Assim, a fórmula modificada de Weisbach fica:

$$Q_u = \frac{2 \cdot e_H \cdot W \cdot h}{s + \sqrt{s^2 + 2 \cdot e_H \cdot W \cdot h \cdot \frac{\alpha \cdot L}{E \cdot A}}} \cdot \frac{FT}{FD} \quad (5.10)$$

5.2.4. Parâmetros considerados determinísticos na Fórmula de Weisbach

Os parâmetros considerados determinísticos na análise são o peso do martelo (W), a área da estaca (A), o módulo de elasticidade do material da (E) e o parâmetro α (estimado com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico realizados em estacas da obra). Na Tabela 5.1 são mostrados os valores adotados para estes parâmetros.

Tabela 5.1 – Parâmetros determinísticos adotados na fórmula dinâmica

Parâmetros	Valores
W (kN)	42,27
A (m ²)	0,021
E (kN/m ²)	21 x 10 ⁷
α	0,5675

O comprimento L das estacas também será considerado um parâmetro determinístico, calculado em cada estaca com base nas cotas de topo e ponta registrados durante a cravação.

5.2.5. Parâmetros considerados aleatórios na Fórmula de Weisbach

Os parâmetros considerados aleatórios na análise são a altura de queda do martelo (h), a eficiência do martelo (e_H), e os fatores de correção FT e FD .

Na Tabela 5.2 são mostrados os valores máximos e mínimos concebíveis para cada parâmetro. A avaliação da faixa de variação concebível para cada parâmetro deve ser baseada em dados técnicos disponíveis e em um cuidadoso julgamento de engenharia, conforme

demonstrado nos próximos itens (a, b, c e d).

Tabela 5.2 – Parâmetros aleatórios adotados na fórmula dinâmica.

Parâmetros	Faixa de variação	
	Mínimo	Máximo
h (m)	1,50	2,50
e_H	0,65	0,75
FT	1,80	2,20
FD	1,26	1,54

O valor médio dos parâmetros aleatórios será obtido pela média aritmética entre os valores extremos concebíveis (máximo e mínimo). Já o desvio padrão dos parâmetros aleatórios será estimado a partir da faixa de variação concebível (subtração entre o valor máximo e o valor mínimo). Adota-se a “regra dos 3- σ ”, baseada no fato de que 99,73% de todos os valores de um parâmetro aleatório normalmente distribuído recaem ao redor de três desvios padrão do valor médio. Assim, em princípio, o desvio padrão de um parâmetro poderia ser estimado dividindo a faixa de variação por 6. Porém, são reportadas na literatura situações em que a divisão da faixa de variação por 6 conduz a subestimativas do desvio padrão. Desse modo, no presente estudo, adota-se a divisão da faixa de variação por 4, conforme sugestão de Duncan (2001).

a) Altura de queda do Martelo (h)

De acordo com Lobo (2003), a altura de queda do martelo Delmag D44 foi estimada em 1,20 m, em função da sua parte visível em relação à camisa externa em cada impulsão para cima do pistão. Nos relatórios e memoriais descritos da obra não constam registros, e existe apenas um boletim de cravação que informa para a altura de queda do martelo o valor de 2,20 m, na fase final da cravação.

O fabricante deste modelo de martelo recomenda as alturas de queda normalmente

empregadas entre 1,41 m e 2,90 m. Portanto, para este estudo, a altura de queda foi considerada aleatória, uma vez que não foi registrada com precisão nos registros de cravação, talvez por se tratar de um martelo diesel. Para este estudo optou-se pelo uso de alturas de queda do martelo, com valores entre 1,50 m e 2,50 m (Tab. 5.2), os quais se encontram dentro da faixa pré-determinada pelo fabricante deste modelo de martelo.

b) Eficiência do martelo

A eficiência do martelo foi determinada com base nos valores propostos pelo fabricante do martelo Delmag D 44 e com base na literatura. O fabricante indica 0,8 para eficiência deste modelo de martelo. No presente estudo foram adotados valores máximos e mínimos para eficiência do martelo em torno de 0,65 para o valor mínimo e 0,75 para o valor máximo de acordo com o exposto na Tab. 5.2.

c) Fator tempo (FT)

O fator de modificação da capacidade de carga ao longo do tempo FT , determina o ganho ou a perda da capacidade de carga do solo ao longo do tempo. O fator tempo FT foi determinado com base em dados da literatura e com os parâmetros propostos pelo manual (GRLWEAP, 1998) (Goble Rausche Likins and Associates, Inc., Estados Unidos), o qual propõe um fator tempo FT para argilas em torno 2,0. Para o presente estudo adotou-se uma faixa de variação de 10% em torno da média, gerando um fator tempo mínimo 1,80 e um fator tempo máximo de 2,20 (Tab. 5.2).

d) Fator dinâmico (FD)

O fator dinâmico FD , foi estimado com base na literatura e nos resultados encontrados por Luzzardi (2015), os quais foram obtidos a partir dos resultados de ECD's realizados ao final da cravação ($t = 0$). No estudo de Luzzardi (2015), foi calculado um fator dinâmico para um determinado número de estacas, em que se obteve um valor médio de 1,44. Assim, para este estudo adotou-se um FT médio de 1,4 e uma faixa de variação de 10%, gerando um FT

mínimo de 1,26 e um FT máximo de 1,54 (Tab. 5.2).

5.3. Resultados obtidos

5.3.1. Parâmetros da distribuição de probabilidade das capacidades de carga das estacas

Com os resultados da capacidade de carga estática das estacas de cada área de influência, foi verificada a sua normalidade, através da criação de histogramas com o uso do programa computacional EasyFit 5.6. As distribuições geradas pelo programa foram compatíveis com a normalidade, os quais representam cada área de influência. Os valores de $D_{MÁX}$ foram obtidos através do programa mencionado anteriormente, já os valores de D_{CRIT} conforme nível de significância e tamanho da amostra (N), de acordo com o Teste de Kolmogorov-Smirnov (1951).

As Tabelas 5.3 a 5.7 apresentam os resultados do teste de aderência da capacidade de carga das estacas das cinco áreas de influências aplicadas a este estudo, conforme mencionado acima.

Tabela 5.3 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S1A.

Nº Observ.	Dados	Distribuição	Kolmogorov – Smirnov	
			$D_{MÁX}$	D_{CRIT}
S1A	Q_u	Weibull	0,23837	0,457
		Erlang	0,24034	
		Lognormal	0,24075	
		Gamma	0,24168	
		Normal	0,2427	
		Uniform	0,24472	
		Triangular	0,26837	
		Beta	0,29642	
		Exponential	0,62809	

Tabela 5.4 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S2B.

Nº Observ.	Dados	Distribuição	Kolmogorov – Smirnov	
			$D_{MÁX}$	$D_{CRÍT}$
S2B	Q_u	Weibull	0,18463	0,338
		Beta	0,25514	
		Erlang	0,25912	
		Lognormal	0,26232	
		Gamma	0,26484	
		Normal	0,26677	
		Uniform	0,27593	
		Triangular	0,35661	
		Exponential	0,62713	

Tabela 5.5 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S3B.

Nº Observ.	Dados	Distribuição	Kolmogorov – Smirnov	
			$D_{MÁX}$	$D_{CRÍT}$
S3B	Q_u	Weibull	0,24594	0,328
		Beta	0,27042	
		Lognormal	0,28454	
		Erlang	0,2879	
		Gamma	0,28903	
		Normal	0,29063	
		Uniform	0,31349	
		Triangular	0,3712	
		Exponential	0,62769	

Tabela 5.6 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S4A.

Nº Observ.	Dados	Distribuição	Kolmogorov – Smirnov	
			$D_{MÁX}$	$D_{CRÍT}$
S4A	Q_u	Beta	0,16015	0,338
		Weibull	0,17474	
		Normal	0,17904	
		Lognormal	0,18043	
		Gamma	0,18119	
		Erlang	0,1852	
		Triangular	0,19099	
		Uniform	0,19394	
		Exponential	0,62049	

Tabela 5.7 – Teste de aderência da capacidade de carga das estacas da área de influência S5.

Nº Observ.	Dados	Distribuição	Kolmogorov – Smirnov	
			$D_{MÁX}$	$D_{CRÍT}$
S5	Q_u	Normal	0,10648	0,410
		Gamma	0,10665	
		Erlang	0,10985	
		Lognormal	0,11864	
		Beta	0,13032	
		Uniform	0,14069	
		Weibull	0,15556	
		Triangular	0,18117	
		Exponential	0,62278	

5.3.2. Comparativo entre a Função de Verossimilhança e a estimativa “a priori”

Com os resultados da função de verossimilhança, obtidos a partir da fórmula dinâmica de Weisbach (JUMIKIS, 1971), foi feito um comparativo com os resultados da previsão da capacidade de carga das estacas “a priori”, pelos métodos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, conforme mostrado na (Tab. 5.8).

Tabela 5.8 – Comparativo entre “a priori” e função de Verossimilhança

Área de influência	Estimativa “a priori”						Função de Verossimilhança		
	Aoki e Velloso			Décourt e Quaresma			μ_L	σ_L	CV(%)
	μ_P	σ_P	CV(%)	μ_P	σ_P	CV(%)			
S1A	6046	758	13%	6170	1187	19%	6138	1121	18%
S2B	6136	749	12%	6192	1209	20%	6109	1122	18%
S3B	6270	785	13%	6442	1212	19%	6077	1119	18%
S4A	6081	787	13%	6150	1318	21%	6220	1149	18%
S5	6046	751	12%	6317	977	15%	6341	1171	18%

Pode-se observar na Tabela 5.8, de modo geral, que a capacidade de carga das estacas na função de verossimilhança foi inferior à da estimativa “a priori” para o método de Aoki e Velloso nas áreas de influência (S2B e S3B). Já nas áreas de influência (S1A, S4A e S5), foram obtidos valores superiores na função de verossimilhança, do que na estimativa “a priori” para o método de Aoki e Velloso. O método de Décourt e Quaresma na estimativa “a priori” demonstra valores superiores nas áreas de influência (S1A, S2B e S3B) e inferiores nas áreas de influência (S4A e S5) do que na função de verossimilhança.

Na Tabela 5.9 encontram-se as profundidades de assentamento das estacas previstas pelos métodos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, e as profundidades (médias) efetivamente alcançadas após a cravação.

Tabela 5.9 – Comparativo entre as profundidades previstas pela estimativa “a priori” e as profundidades médias alcançadas.

Áreas de influência	Profundidades previstas (m)		Profundidades alcançadas (m)
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma	
S1A	-40,20	-35,20	-38,72
S2B	-40,20	-34,20	-41,28
S3B	-39,20	-36,20	-40,22
S4A	-36,20	-33,20	-37,03
S5	-40,20	-36,20	-37,70

Pode-se observar na Tabela 5.9, que na estimativa “a priori” o método de Aoki e Velloso nas áreas de influência (S1A e S5) apresentam profundidades de assentamento das estacas superiores e as áreas de influência (S2B, S3B e S4A) apresentam profundidade de assentamento das estacas inferiores às profundidades médias alcançadas. Para o método de Décourt e Quaresma, todas as áreas de influência indicaram profundidades de assentamento das estacas inferiores (em média 4 m) às profundidades médias alcançadas. Em geral, pode-se observar que o método de Aoki e Velloso previu profundidades de assentamento mais próximas às profundidades alcançadas, do que o método de Décourt e Quaresma.

6. ESTIMATIVA “A POSTERIORI”

6.1. Introdução

A estimativa de capacidade de carga “a posteriori” das estacas, através do Teorema de Bayes, combina as estimativas “a priori” (as quais representam as previsões da capacidade de carga das estacas, obtidas a partir dos métodos semi-empíricos), com a função de verossimilhança (obtida a partir dos resultados medidos durante e após a cravação das estacas). Assim, através da aplicação do Teorema de Bayes, ocorre uma atualização da capacidade de carga das estacas.

6.2. Procedimento de cálculo

O procedimento de cálculo se deu a partir dos resultados obtidos na estimativa “a priori” (capítulo 4), combinados com os resultados obtidos na função de verossimilhança (capítulo 5), e através da aplicação do Teorema de Bayes obteve-se a estimativa “a posteriori”.

Para este procedimento de cálculo adotou-se as formulações propostas por Guttormsen (1987) que apresenta as equações para atualização bayesiana da capacidade de carga de estacas, admitindo normalidade e independência entre as distribuições de probabilidade “a priori” e a função de verossimilhança. As equações foram demonstradas no item 2.4.1.

Nesta análise foi calculada a média posterior da capacidade de carga μ_U (Eq. 2.20) a variância posterior σ_U^2 (Eq. 2.21). Também foi determinado de acordo com Guttormsen (1987), um indicador de falha F (Eq. 2.22) o qual representa a eficiência dos resultados atualizados.

6.3. Resultados obtidos

Nas Tabelas 6.1 e 6.2, apresentam-se os resultados obtidos na estimativa “a posteriori”, assim como os indicadores de falha determinados na análise.

Tabela 6.1 – Resultados da estimativa “a posteriori”, considerando o método de Aoki e Velloso na estimativa “a priori”.

Áreas de influência	Método de Aoki e Velloso				
	μ_U	σ_U^2	σ_U	CV	F
S1A	6075	394072	628	10%	0,07
S2B	6128	387952	623	10%	-0,02
S3B	6206	412845	643	10%	-0,14
S4A	6125	421594	649	11%	0,10
S5	6132	399600	632	10%	0,21

Tabela 6.2 – Resultados da estimativa “a posteriori”, considerando o método de Décourt e Quaresma na estimativa “a priori”.

Áreas de influência	Método de Décourt e Quaresma				
	μ_U	σ_U^2	σ_U	CV	F
S1A	6153	664374	815	13%	-0,02
S2B	6147	676336	822	13%	-0,05
S3B	6245	675862	822	13%	-0,22
S4A	6190	749721	866	14%	0,04
S5	6327	562718	750	12%	0,02

A Tabela 6.3 demonstra o comparativo da capacidade de cargas médias (kN), também é apresentado os resultados dos seis ensaios de carregamento dinâmicos realizados durante a obra. Os ensaios foram realizados em quatro estacas no ano de 2002 pela empresa PDI engenharia, o procedimento contou com um martelo de queda livre com um pilão de 96 kN, diferente do martelo (Delmag D44) adotado para a cravação das estacas.

Tabela 6.3 – Comparativo da capacidade de cargas médias (kN).

Área de influência	“a priori”		Função de Verossimilhança	“a posteriori”		ECD Q_{mob}
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma		Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma	
S1A	6046	6170	6138	6075	6153	5091
						(E1 M1)
						5500
S2B	6136	6192	6109	6128	6147	-
						5821
						(E1 M3)
S3B	6270	6442	6077	6206	6245	5950
						(E2 M3)
						-
S4A	6081	6150	6220	6125	6190	4660
						(E12 M5)
						6000
S5	6046	6316	6341	6132	6327	(E1 M6)

Na tabela 6.4 encontra-se um comparativo entre as previsões “a priori”, a função de verossimilhança e as capacidades “a posteriori”.

Tabela 6.4 – Comparativo do coeficiente de variação CV da estimativa “a priori”, a função de verossimilhança e a estimativa “a posteriori”.

Áreas de influência	Estimativa “a priori”		Função de Verossimilhança	Estimativa “a posteriori”	
	Método Aoki e Velloso	Método de Décourt e Quaresma		Método Aoki e Velloso	Método de Décourt e Quaresma
S1A	13%	19%	18%	10%	13%
S2B	12%	20%	18%	10%	13%
S3B	13%	19%	18%	10%	13%
S4A	13%	21%	18%	10%	14%
S5	12%	15%	18%	10%	12%

De modo geral pode-se observar nas Tab. 6.1 a 6.3, que os resultados obtidos na estimativa “a posteriori” apresentam as seguintes características:

- a) Os coeficientes de variação CV , obtidos na estimativa “a posteriori” apresentaram valores inferiores aos coeficientes determinados na estimativa “a priori” e da função de verossimilhança, os quais traduzem a redução da incerteza na análise bayesiana.
- b) Os indicadores de falha F apontam para uma atualização satisfatória das estimativas “a priori”, de acordo com o critério de Guttormsen (1987), que sugere indicadores F não superiores a 1,5 (em módulo).
- c) Os indicadores de falha F demonstrados acima, que apresentaram valores negativos, indicam que a estimativa “a posteriori” foi inferior aquela obtida na estimativa “a priori”. E os indicadores de falha F que apresentaram valores positivos indicam que a estimativa “a posteriori” foi superior aquela obtida na estimativa “a priori”.

7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS CARGAS SOBRE AS ESTACAS

7.1. Introdução

Neste capítulo será apresentado o valor da carga característica que as estacas do cais do Porto Novo receberam, além do procedimento de cálculo e os resultados da análise probabilística das cargas sobre as estacas. As cargas características F_k são representadas pela soma das parcelas das cargas permanentes G_k e cargas variáveis Q_k . De acordo com o memorial de cálculo a determinação das cargas características se deu através da combinação ponderada das solicitações relativas à ação do vento, correntes, ondas, atracação, amarração, sobrecargas acidentais e peso próprio.

7.2. Procedimento de cálculo

Conforme o memorial de cálculo estrutural, as estacas da obra receberam em seu topo uma carga característica de compressão (F_k) igual a 3000 kN, oriundas das diversas combinações possíveis de cenários de carregamento sobre o cais.

As cargas características F_k podem ser representadas pela soma de duas parcelas:

$$F_k = G_k + Q_k \quad (7.1)$$

Sendo:

- G_k a parcela permanente das cargas aplicadas à estaca; e
- Q_k a parcela variável das cargas aplicadas à estaca.

No presente estudo, aplicou-se o Método das Estimativas Pontuais para uma função de duas variáveis aleatórias (item 2.4.3), considerando como valores probabilísticos as cargas permanentes (G_k) e as cargas variáveis (Q_k). Neste procedimento foram adotadas três análises, para três valores de r distintos, onde de r representa a relação entre as parcelas permanente e variável da carga característica:

$$r = \frac{G_k}{G_k + Q_k} = \frac{G_k}{F_k} \quad (7.2)$$

A razão r varia de acordo com o tipo de obra. Foram adotados neste estudo valores de r iguais a 0,5, 0,7 e 0,9. O coeficiente de correlação entre as parcelas permanente e variável (ρ_{GQ}) foi considerado igual a 0 ou 1. O coeficiente de variação da parcela permanente de carga (G_k) foi adotado como 10%, e o coeficiente de variação da parcela variável de carga (Q_k) foi considerado igual a 25%. Na Tabela 7.1 são apresentados os dados de entrada para análise probabilística das cargas sobre as estacas para todos os cenários em análise.

Tabela 7.1 – Dados de entrada para análise probabilística das cargas sobre as estacas.

	r = 0,5		r = 0,7		r = 0,9	
	G_k (kN)	Q_k (kN)	G_k (kN)	Q_k (kN)	G_k (kN)	Q_k (kN)
Média (kN)	1500	1500	2100	900	2700	300
D. Padrão	150	375	210	225	270	75
CV	10%	25%	10%	25%	10%	25%

7.3. Resultados obtidos

Os resultados referentes à média (\bar{D}), o desvio padrão (σ_D) e o coeficiente de variação (CV) das cargas características sobre as estacas estão descritos nas Tab. 7.2 a 7.4.

Tabela 7.2 – Resultados da análise probabilística das cargas adotando $r = 0,5$.

	$\rho_{GQ} = 0$	$\rho_{GQ} = 1$
\bar{D} (kN)	3000	3000
σ_D	403,9	525,0
CV	13%	18%

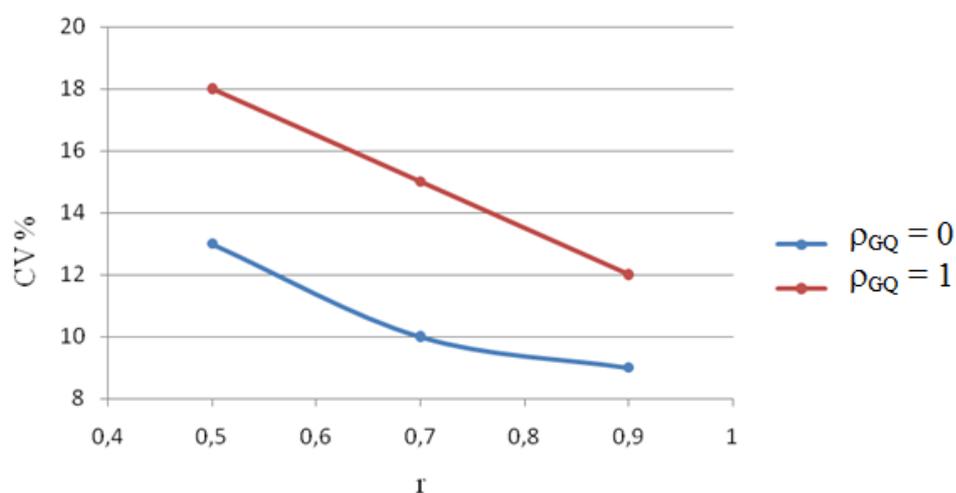
Tabela 7.3 – Resultados da análise probabilística das cargas adotando $r = 0,7$

	$\rho_{GQ} = 0$	$\rho_{GQ} = 1$
\bar{D} (kN)	3000	3000
σ_D	307,8	435
CV	10%	15%

Tabela 7.4 – Resultados da análise probabilística das cargas adotando $r = 0,9$

	$\rho_{GQ} = 0$	$\rho_{GQ} = 1$
\bar{D} (kN)	3000	3000
σ_D	280,2	345,0
CV	9%	12%

O gráfico da Fig. 7.1 resume os resultados encontrados nesta análise.

Figura 7.1 – Coeficiente de variação CV versus razão r .

Pode-se observar na Fig. 7.1 que, conforme aumenta a razão r , diminui o coeficiente de variação CV , qualquer que seja o coeficiente de correlação ρ_{GQ} . Também nota-se que, atribuindo-se um coeficiente de correlação ρ_{GQ} igual a 0, obtêm-se menores coeficientes de variação do que adotando-se o valor igual a 1.

8. ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES

8.1. Introdução

Para avaliar a confiabilidade quanto à capacidade de carga geotécnica dos elementos de fundações, foi calculado o índice de confiabilidade β , a probabilidade de falha p_f e o fator de segurança F_S . Os cálculos foram baseados nos resultados de capacidade de carga “a posteriori” e das distribuições probabilísticas das capacidades de carregamento das estacas, conforme já descrito anteriormente. As equações para determinação de β , p_f e F_S estão descritas no item 2.4.5.

8.2. Índice de confiabilidade

O índice de confiabilidade β é o parâmetro que representa a probabilidade de falha de um elemento estrutural ou de fundação. Para este estudo foi calculado o índice de confiabilidade a partir dos resultados demonstrados nas análises anteriores de capacidade de carga das estacas e análise probabilística de carga sobre as estacas, através da equação (2.41).

Para este estudo foram determinados índices de confiabilidade para diferentes valores de r (0,5 0,7 e 0,9) e ρ_{GQ} (0 e 1). Apesar de Harr (1987) afirmar que o coeficiente de correlação entre capacidade e demanda ρ_{CD} , deve ficar em torno de 0,75, neste trabalho foram adotados três valores para o valor de ρ_{CD} (0, 0,50 e 0,75). Um valor de ρ_{CD} igual a zero tende a reduzir o índice de confiabilidade β e os valores diferentes de zero tendem a aumentar o índice de confiabilidade β .

8.3. Resultados obtidos

A seguir são apresentados os resultados da análise Solicitação versus Capacidade “a priori” e da análise Solicitação versus Capacidade “a posteriori. Os gráficos foram construídos através da interpolação de dados realizada por meio da técnica de krigagem.

A seguir também são apresentados os fatores de segurança globais obtidos na

estimativa “a priori” e os determinados na estimativa “a posteriori”, de acordo com a Tab.8.1.

Tabela 8.1 – Fatores de segurança globais obtidos na análise Solicitação versus capacidade “a priori” e na análise Solicitação versus capacidade “a posteriori”

Área de influência	Solicitação versus “a priori”		Solicitação versus “a posteriori”	
	F_S (Aoki e Velloso)	F_S (Décourt e Quaresma)	F_S (Aoki e Velloso)	F_S (Décourt e Quaresma)
S1A	2,02	2,06	2,02	2,05
S2B	2,05	2,06	2,04	2,05
S3B	2,09	2,15	2,07	2,08
S4A	2,03	2,05	2,04	2,06
S5	2,02	2,11	2,04	2,11

De modo geral, pode-se observar na Tab. 8.1 que os fatores de segurança globais obtidos na análise não sofreram grandes efeitos com atualização da capacidade de carga das estacas. Também vale ressaltar que os fatores de segurança globais atingiram em todas as áreas de influências valores superiores a 2, conforme exigido por norma.

8.3.1. Solicitação versus Capacidade “a priori”

Nos gráficos a seguir são apresentados os resultados obtidos na análise referente ao índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e o coeficiente de correlação entre a capacidade e demanda ρ_{CD} para todas as áreas de influência estudadas.

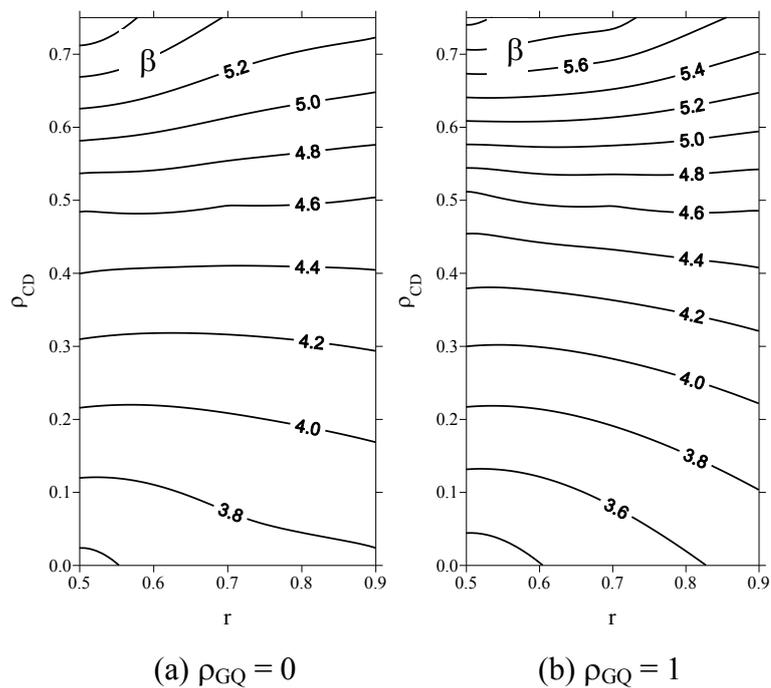


Figura 8.1 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).

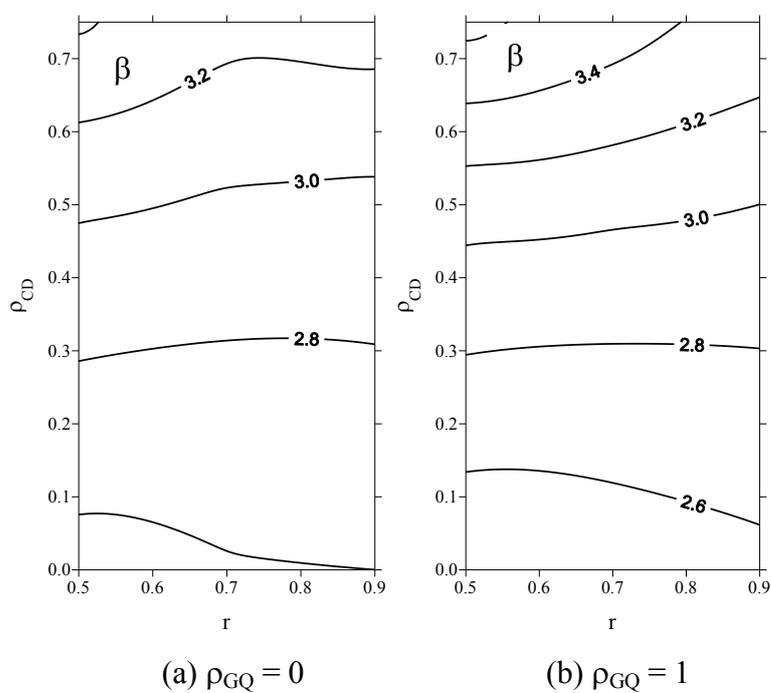


Figura 8.2 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).

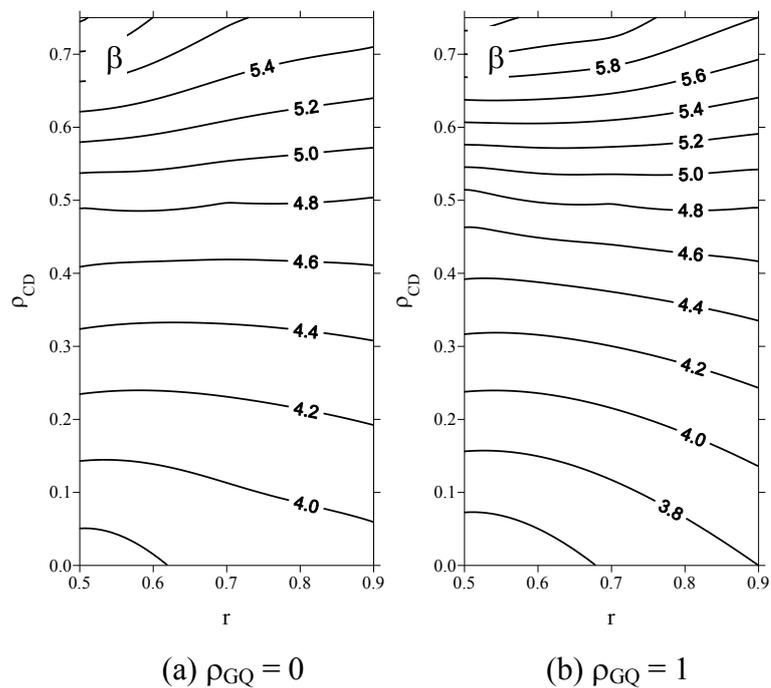


Figura 8.3 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).

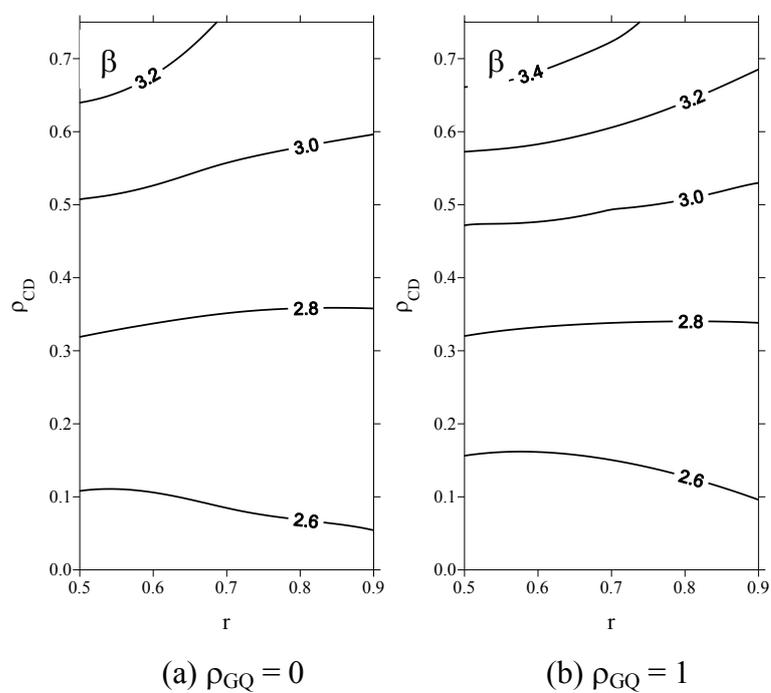


Figura 8.4 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).

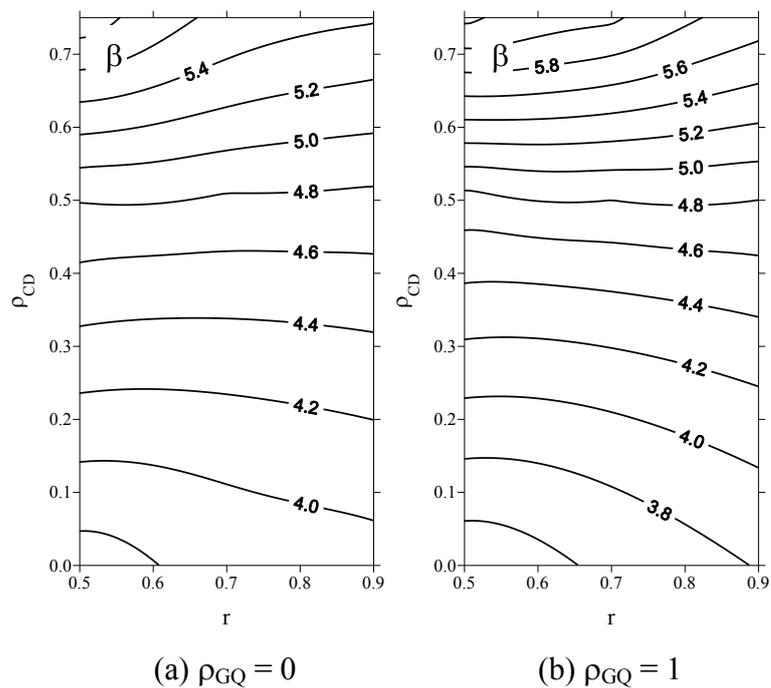


Figura 8.5 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).

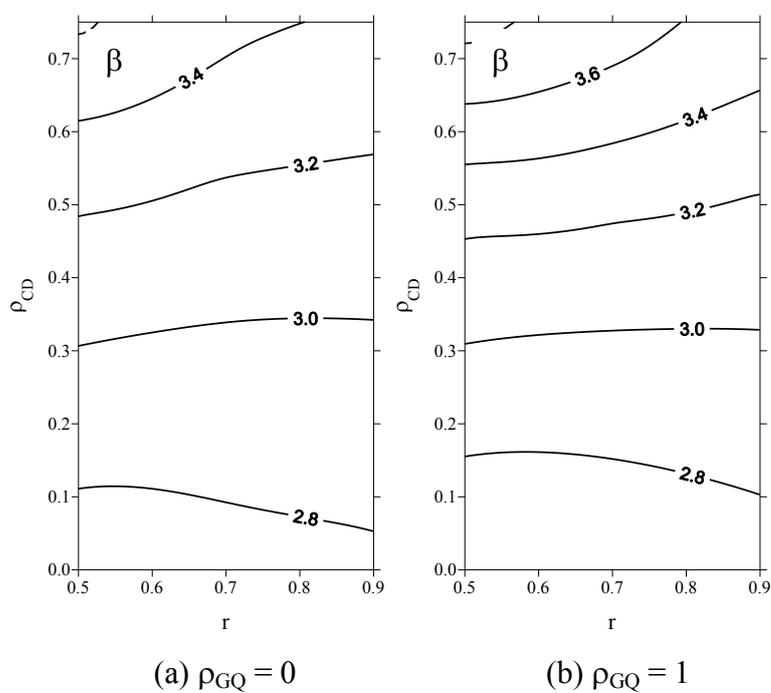


Figura 8.6 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).

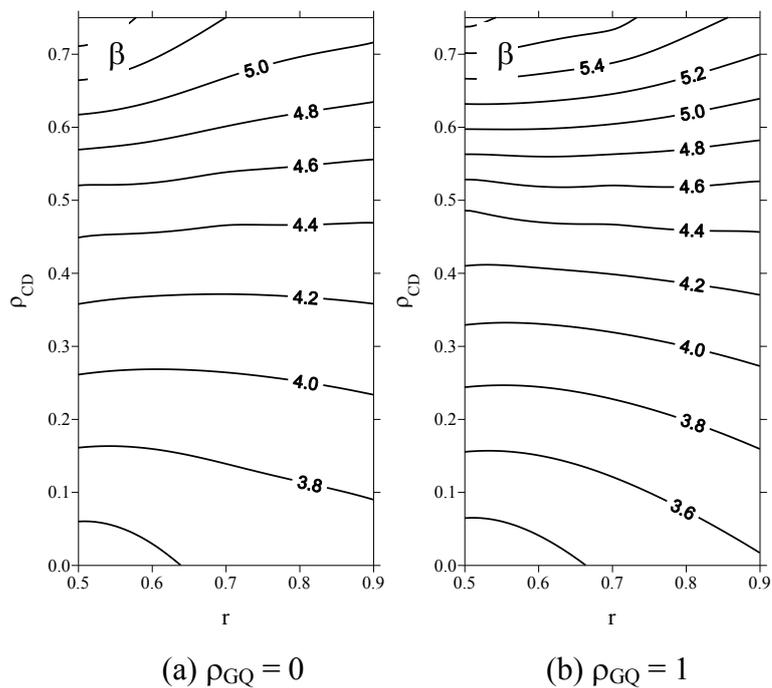


Figura 8.7 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).

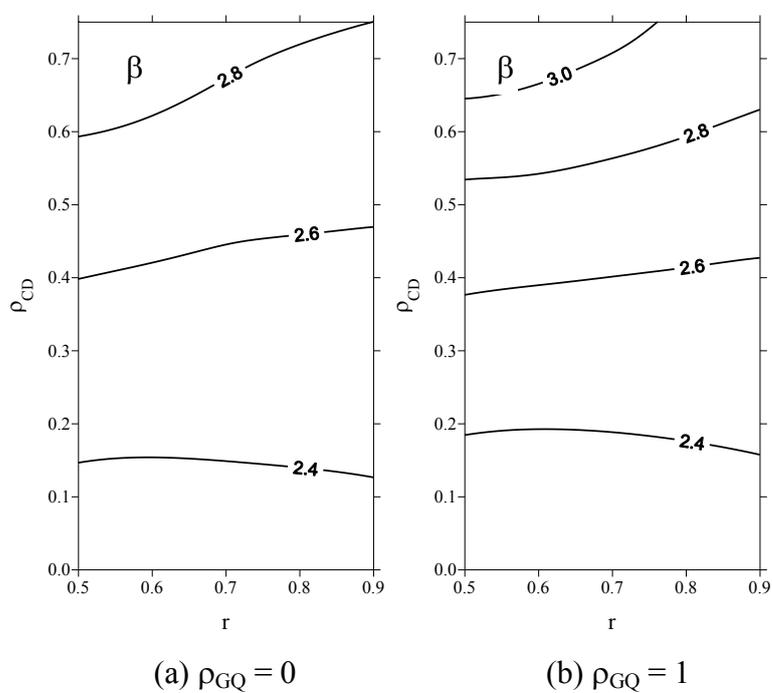


Figura 8.8 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).

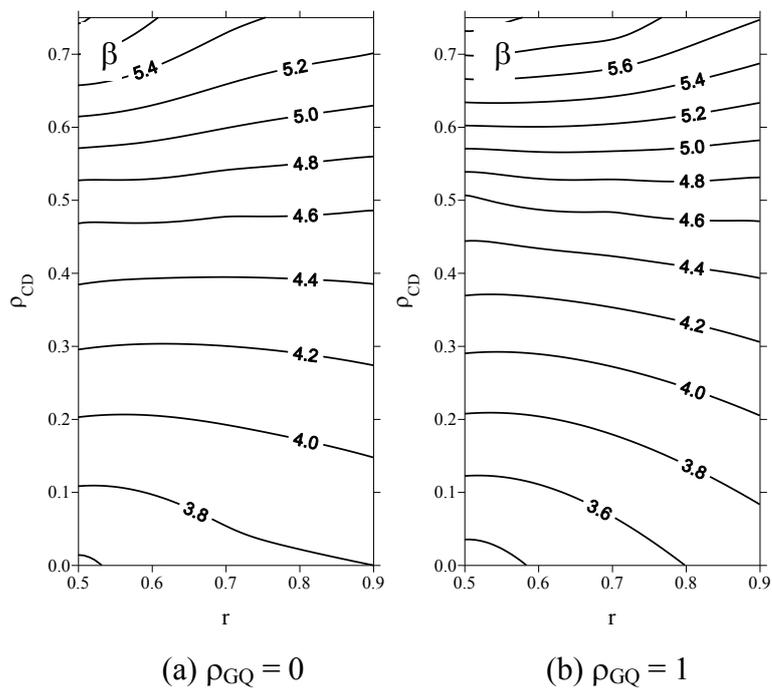


Figura 8.9 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a priori, método de Aoki e Velloso).

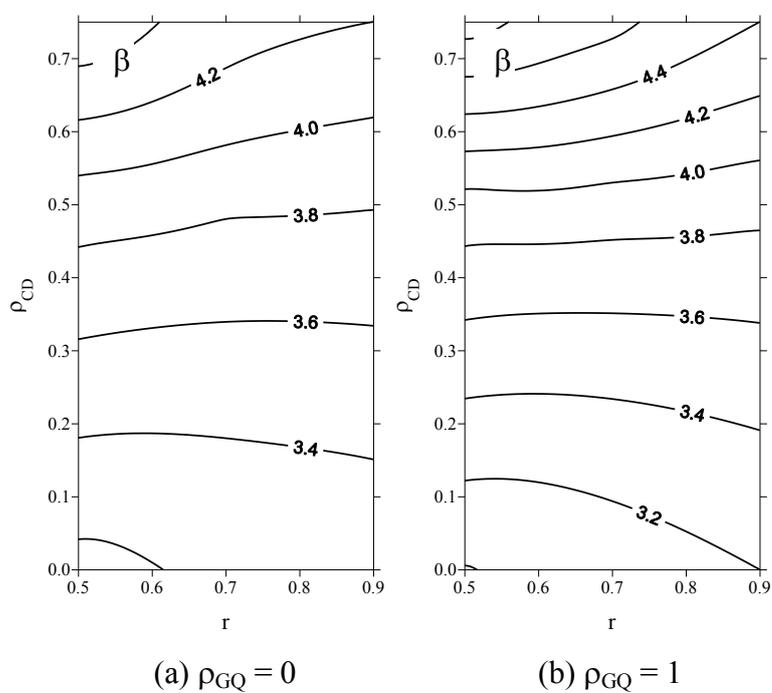


Figura 8.10 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a priori, método de Décourt e Quaresma).

Destacam-se as seguintes observações para os resultados obtidos nos gráficos das Fig. 8.1 a 8.10:

- a) Para o método de Aoki e Velloso todas as áreas de influência, considerando coeficientes de correlação ρ_{GQ} igual a 0 ou 1, obtiveram-se índices de confiabilidade β superiores a 3,09 os quais determinam uma probabilidade de falha inferior a 1/1000 eventos. Os valores dos índices de confiabilidade β superiores a 3,09 são considerados satisfatórios na engenharia de fundações.
- b) Os índices de confiabilidade β calculados através do método de Décourt e Quaresma, nas áreas de influência (S1A, S2B e S3B), adotando coeficientes de correlação ρ_{GQ} 0 ou 1, só apresentaram resultados superiores a 3,09 para ρ_{CD} maior do que 0,4. Já na área de influencia S4A todos índices de confiabilidade β apresentaram-se insatisfatórios.
- c) Para o método de Décourt e Quaresma, área de influência S5 apresentou índices de confiabilidade β superiores 3,09, tanto para coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 0 ou 1.
- d) Em relação aos coeficientes de correlação entre a parcela de carga permanente e a parcela de carga variável (ρ_{GQ}) pode-se destacar que em todas as áreas de influência, considerando os dois métodos de previsão (Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma), os coeficientes ρ_{GQ} iguais a 0 conduziram a índices de confiabilidade β superiores aos obtidos com coeficientes ρ_{GQ} iguais a 1, para coeficientes ρ_{CD} baixos. Considerando coeficientes ρ_{CD} altos, obtiveram-se índices de confiabilidade β superiores para coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 1 do que para coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 0.
- e) Em relação à razão r e o coeficiente de correlação entre capacidade e demanda (ρ_{CD}), pode-se destacar que: para valores baixos de ρ_{CD} , o aumento da razão r causa um

aumento no índice de confiabilidade β ; já para valores altos de ρ_{CD} , o aumento da razão r causa uma redução no índice de confiabilidade β . Para valores intermediários do coeficiente de correlação ρ_{CD} (0,4 - 0,6), o índice de confiabilidade β não sofre influência significativa da razão r .

8.3.2. Solicitação versus Capacidade “a posteriori”

Nas Figuras 8. 11 a 8.20 são demonstrados os resultados obtidos na análise Solicitação versus “a posteriori”. Os gráficos a seguir nos traduzem os índices de confiabilidade β em função do carregamento r e o coeficiente de correlação entre a capacidade e demanda ρ_{CD} para todas as áreas de influência analisadas neste estudo. Esses resultados apresentados neste item já sofreram a atualização da capacidade de carga das estacas através do Teorema de Bayes.

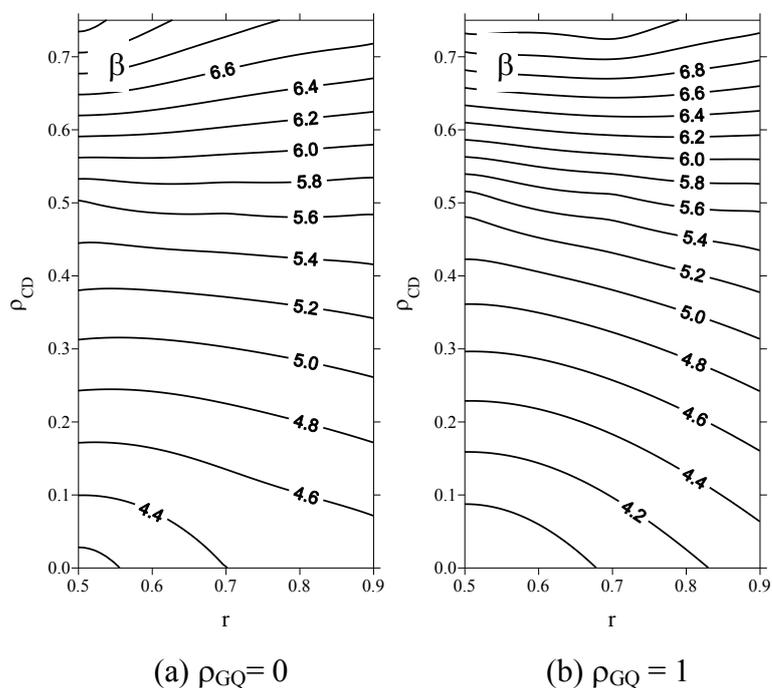


Figura 8.11 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).

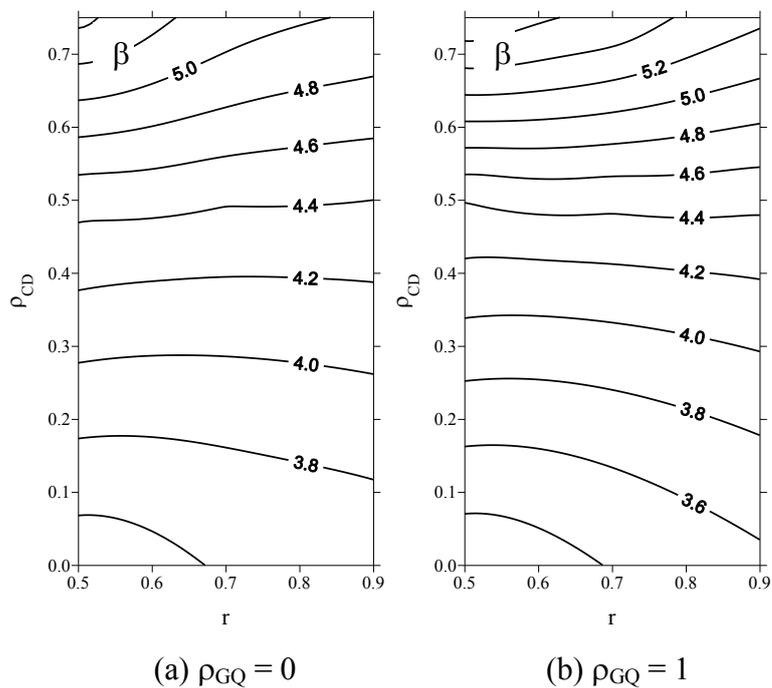


Figura 8.12 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S1A, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).

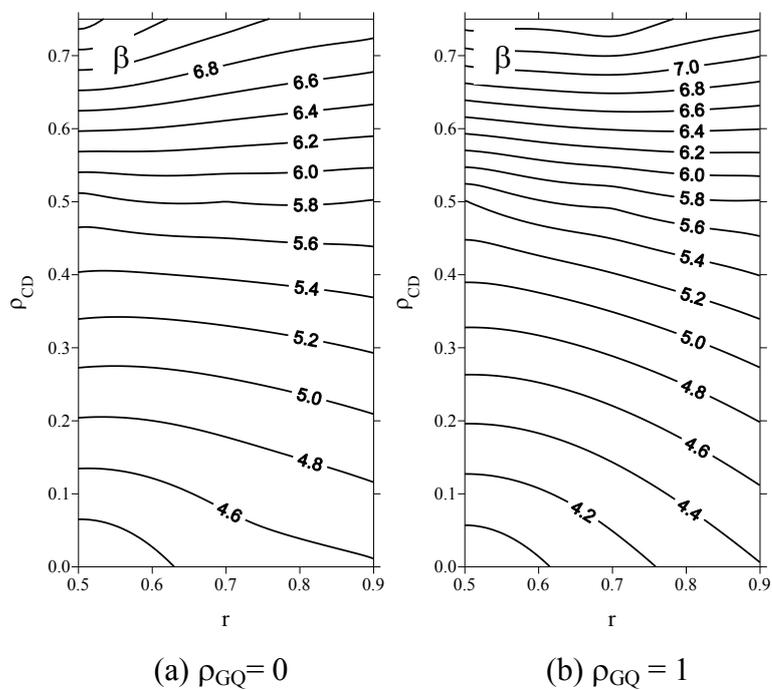


Figura 8.13 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).

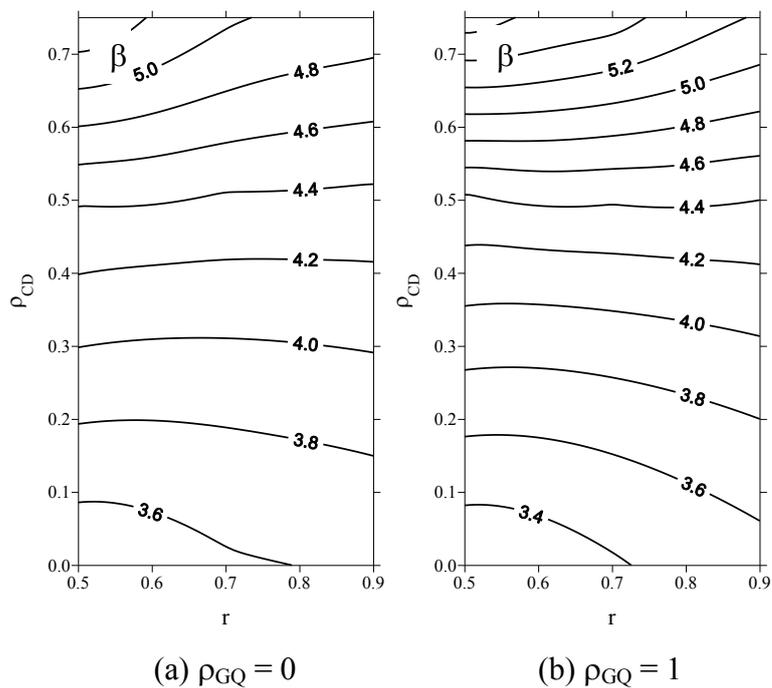


Figura 8.14 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S2B, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).

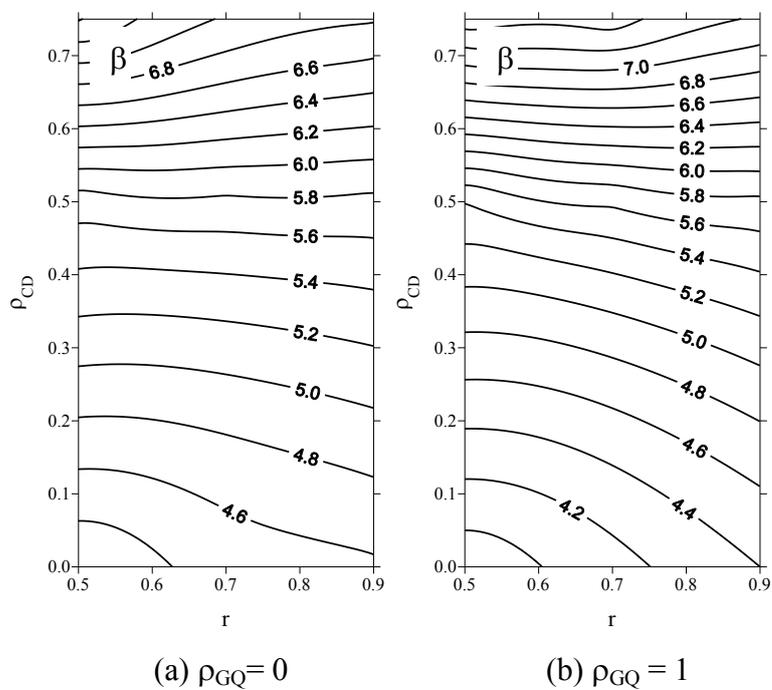


Figura 8.15 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).

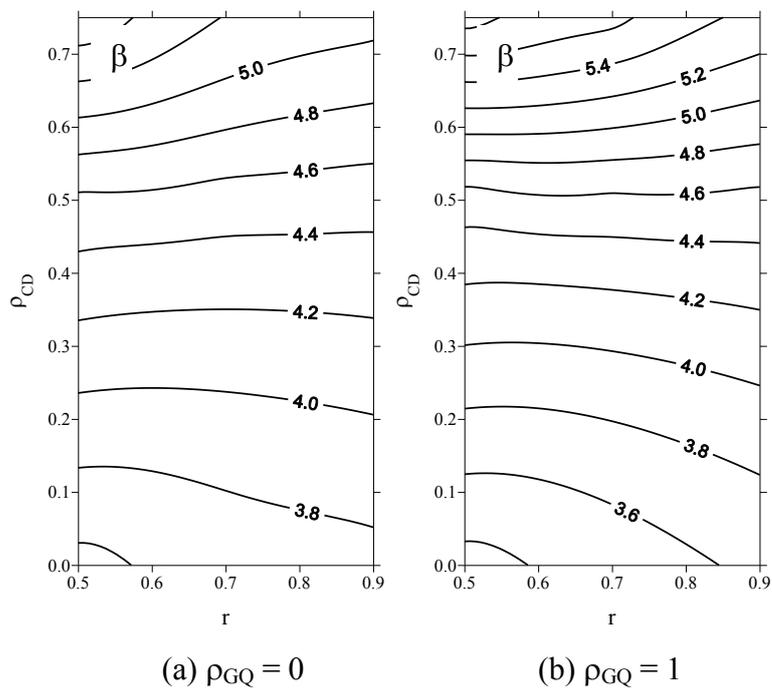


Figura 8.16 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S3B, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).

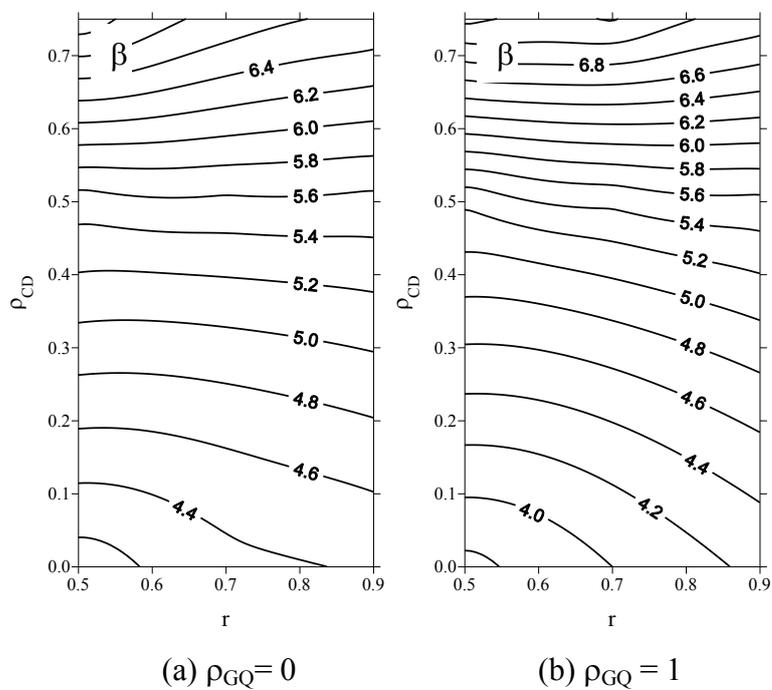


Figura 8.17 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).

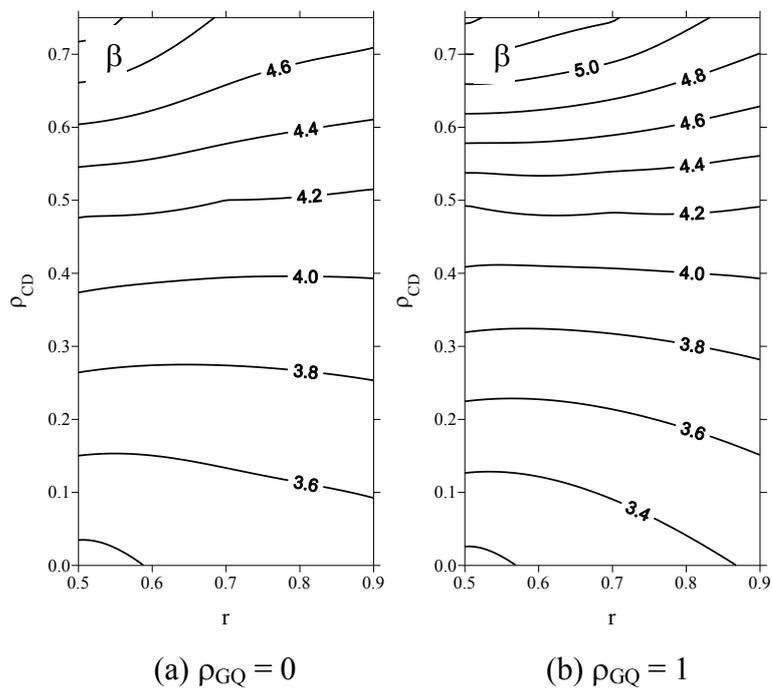


Figura 8.18 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S4A, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).

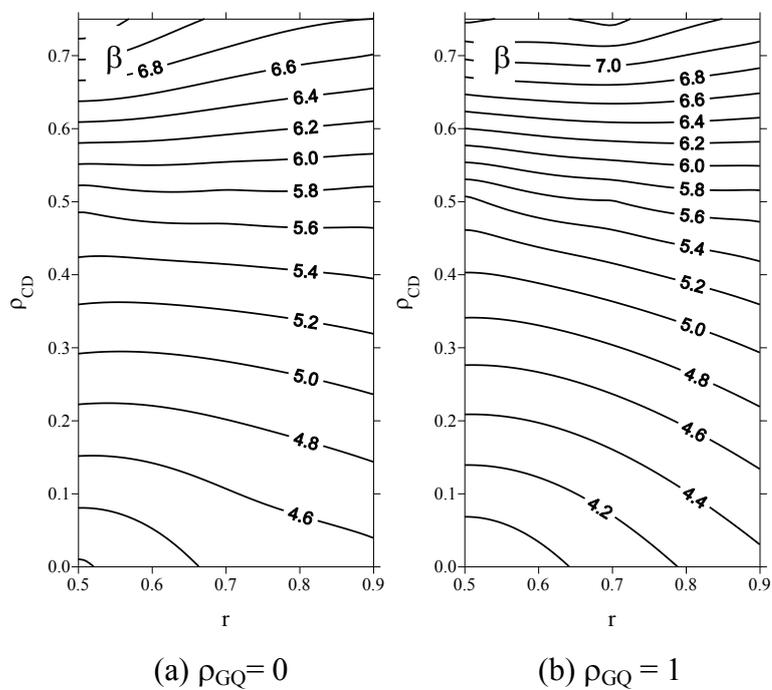


Figura 8.19 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a posteriori, método de Aoki e Velloso).

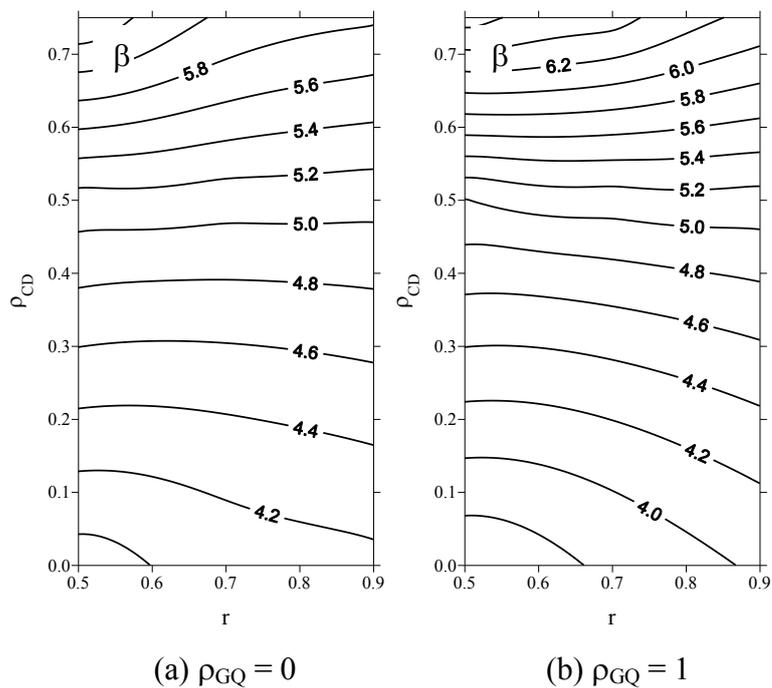


Figura 8.20 – Índice de confiabilidade β em função da razão de carregamento r e do coeficiente de correlação ρ_{CD} (área S5, estimativa a posteriori, método de Décourt e Quaresma).

Na análise Solicitação versus “a posteriori” podem-se destacar as seguintes observações para as Fig 8.11 a 8.20:

- Após a atualização da capacidade de carga do solo, o índice de confiabilidade β teve um aumento significativo em relação à análise Solicitação versus “a priori”.
- Nesta análise pode-se observar que as áreas de influência S1A, S2B, S3B, S4A e S5, ou seja, todas as áreas de influência apresentaram índices de confiabilidade β superiores a 3,09 para o método de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma.
- A influência da razão r , do coeficiente de correlação ρ_{GQ} e do coeficiente de correlação ρ_{CD} no índice de confiabilidade β alcançado seguiu as mesmas tendências já observadas na avaliação dos resultados da análise anterior (Solicitação versus “a priori”).

9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

9.1. Conclusões

Estimativa “a priori”

- a) A capacidade de carga média μ_p para o método de Aoki e Velloso foi inferior em relação ao método de Décourt e Quaresma. Porém, as profundidades de assentamento encontradas pelo método de Aoki e Velloso foram superiores ao método de Décourt e Quaresma.
- b) Os valores dos coeficientes de variação, obtidos a partir do método de Aoki e Velloso, apontam para uma variabilidade menor em relação ao método de Décourt e Quaresma. O método de Aoki e Velloso apresentou coeficientes de variação CV entre 12% e 13%, enquanto que o método de Décourt e Quaresma apresentou coeficientes de variação CV entre 15% e 21%.

Função de Verossimilhança

- a) Nas profundidades de assentamento das estacas, pode-se destacar que na estimativa “a priori” para o método de Aoki e Velloso nas áreas de influência S1A e S5 foram previstas profundidades de assentamento superiores às profundidades médias alcançadas na obra. Já para as áreas de influência S2B, S3B e S4A, as profundidades de assentamento previstas foram inferiores às alcançadas.
- b) O método de Décourt e Quaresma na estimativa “a priori” em todas as áreas de influência previu profundidades de assentamento das estacas inferiores às alcançadas na obra.

- c) De modo geral conclui-se, que o método de Aoki e Velloso previu profundidades de assentamento mais próximas às profundidades alcançadas do que o método de Décourt e Quaresma.
- d) Os coeficientes de variação das capacidades estimadas a partir das negas atingiram valores em torno de 18%, o que demonstra a heterogeneidade do solo, a partir das negas medidas.

Estimativa “a posteriori”

- a) Em relação aos coeficientes de variação CV , a estimativa “a posteriori” apresentou valores inferiores do que a função de verossimilhança e a estimativa “a priori”, tanto para o método de Aoki e Velloso como para o método de Décourt e Quaresma.
- b) Os resultados obtidos dos coeficientes de variação CV , na estimativa “a posteriori” estão de acordo com o esperado pela Teoria Bayesiana. Esta diminuição da dispersão é oriunda do acréscimo de informação da função de verossimilhança, o que traduz em um ganho significativo da confiabilidade da estrutura da fundação.
- c) Os indicadores de falha F apresentaram-se satisfatórios de acordo com a proposta de Guttormsen (1987). Todos os valores obtidos na análise foram inferiores a 1,5 (em módulo).

Análise probabilística das cargas sobre as estacas

- a) Na análise probabilística das cargas sobre as estacas pode-se observar que, conforme aumenta a razão r , diminui os coeficientes de variação CV , isto ocorre tanto para coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 0 ou coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 1.

- b) Destaca-se que atribuindo coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 1, obtiveram-se coeficientes de variação CV maiores do que utilizando coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 0.

Análise da confiabilidade das fundações

- a) Na análise Solicitação versus “a priori”, para o método de Aoki e Velloso, todas as áreas de influência atingiram índices de confiabilidade β superiores a 3,09 tanto para coeficientes de correlação ρ_{GQ} iguais a 0 ou 1. De acordo com Aoki (2002), todos os índices de confiabilidade β com valores superiores a 3,09 são considerados satisfatórios para engenharia de fundações.
- b) Na análise Solicitação versus “a priori” para o método de Décourt e Quaresma as áreas de influência S1A, S2B e S3B apresentaram índices de confiabilidade β por vezes satisfatórios, por vezes insatisfatórios, dependendo da relação entre os valores de r e ρ_{CD} . Já na área de influência S4A, todos os índices de confiabilidade β determinados apresentaram-se insatisfatórios. Na área de influência S5, todos os índices de confiabilidade β foram satisfatórios.
- c) Para a análise Solicitação versus “a posteriori”, destaca-se que o método de Aoki e Velloso e o método Décourt e Quaresma apresentaram resultados satisfatórios em todas as áreas de influência, para os índices de confiabilidade β .
- d) A razão r e coeficiente de correlação ρ_{CD} se comportaram da mesma forma tanto para a análise Solicitação versus “a priori” como na análise Solicitação versus “a posteriori”. Observa-se que para coeficientes de correlação ρ_{CD} baixos, conforme aumenta-se a razão r , aumenta o índice de confiabilidade β . Para coeficientes de correlação ρ_{CD} altos, conforme aumenta-se a razão r , diminui o índice de confiabilidade β . Para valores intermediários do coeficiente ρ_{CD} , não há influência da razão r no índice de confiabilidade β .

- e) Os coeficientes de correlação entre a parcela de carga permanente e a parcela de carga variável ρ_{GQ} , tem pouca influência nos resultados obtidos nas duas análises tanto na Solicitação versus “a priori” como na Solicitação versus “a posteriori”.
- f) De modo geral, destaca-se que após a atualização da capacidade de carga no solo, todos os índices de confiabilidade β da análise Solicitação versus “a posteriori” para os dois métodos de previsão (Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma) tiveram um aumento significativo em relação à análise Solicitação versus “a priori”. Esses resultados descrevem um ganho considerável da confiabilidade da fundação, desta forma diminuindo as incertezas.

9.2. Sugestões para futuras pesquisas

- a) Realizar a estimativa “a priori”, através de outros métodos.
- b) Determinar a função de verossimilhança através de métodos mais precisos, baseados na teoria de propagação de ondas.
- c) Verificar a probabilidade de falha individual de cada estaca da obra em estudo.
- d) Estudar os efeitos dos coeficientes de correlação entre a capacidade de carga e demanda ρ_{CD} em outras obras, admitindo valores para os coeficientes de correlação diferentes de 0.

10. REFERÊNCIAS

ALVES, A.M.L. E AMADORI, T. Variância Estatística Associada a Métodos Semi-empíricos para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas, **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, No. 20, p. 61-67, nov. 2012

ALVES, A.M.L., SANTA MARIA, P.E.L. Análise probabilística de problemas geotécnicos: aplicação à argila do Sarapuí. **Solos e Rochas**, v. 24, No. 1, p. 83-93, 2001.

AMADORI, T.,2013. **Análise de Confiabilidade das Fundações da Obra de Ampliação do Cais do Terminal de Contêineres do Porto de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana**. Rio Grande. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal de Rio Grande.

ANTAQ. Página Eletrônica da Agência Nacional de Transporte Aquaviários. Acessado em maio de 2016. www.antaq.gov.br

AOKI, N., VELLOSO, D.A. An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Pile. **Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1975**. Buenos Aires, Vol. 1, p. 367-376.

AOKI, N. Probabilidade de Falha e Carga Admissível de Fundação por Estacas. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**, Vol. XIX, p. 48-64, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Fundações**, NBR 6122. Rio de Janeiro, 91 p. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas – Ensaios de Carregamento Dinâmico**, NBR 13208. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio**, NBR 12131. Rio de Janeiro, 2006.

BENEGAS, E.Q., 1993. **Previsões para a Curva Carga-Recalque de Estacas a partir de SPT**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

BAECHER, G.B., CHRISTIAN, J. T. Spatial Variability and Geotechnical Reliability. **Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering**. Kok-Kwang Phoon (Ed.), Taylor & Francis, 2008, p. 76-133.

BAECHER, G.B., RACKWITZ, R. Factors of Safety and Pile Load Tests. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Vol. 6, No. 4, p. 409-424, 1982.

BEREZANTSEV, V. G.; KHISTTOFOROV, V. S.; GOLUBKOV, V. N. Load bearing capacity and deformation of pile foundations. **5º Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundation**. Anais, PARIS, 1961.

CABRAL, E. V., 2008. **Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

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

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; CRISTINA, H. C. T. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo, Editora Oficina de Textos, 2013.

DANZIGER, B. R., 1982. **Estudo de Correlações entre os Ensaios de penetração Estática**

e Dinâmica e suas Aplicações ao Projeto de Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Federal do Rio de Janeiro.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J.H., CINTRA, J.C.A. **Análise e Projeto de Fundações Profundas, Fundações Teoria e Prática.** 2^a. Ed., Capítulo 8, Editora Pini, São Paulo, 751p, 1999.

DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A. R. Capacidade de Carga a partir de valores de SPT. **VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1978.** Rio de Janeiro, Vol. 1, p. 45–53.

DE MELLO, V.F.B. Reconstruindo as Bases para a Geotecnia Prática Comparativa Difundindo Estatística-Probabilidades (EP) Simples e Convidativas para Tudo. **XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2002.** São Paulo, p. 1271–1294.

DIAS, C. R. R. Comunicação pessoal. 2011.

DUNCAN, J.M. Factor of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, Vol. 126, No. 4, p. 307–316, 2000.

DUNCAN, J.M. Closure on “Factor of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering”. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, Vol. 127, No. 8, p. 717–721, 2001.

FAGUNDES, D. F., 2007. **Estacas do Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande: Previsão e Observação de Comportamento com Ênfase em Método Probabilístico.** Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande.

GOOGLE MAPS. Página Eletrônica do Google Maps. Acessado em maio de 2016.
www.googlemaps.com.

GRL. GRLWEAP. **Program, procederes and models**. Cleveland: Goble Rausche Likins and Associates, Inc., 1998.

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

HACHICH, W., 1998. **Modelos Matemáticos e Probabilistas em Engenharia Geotécnica – Uma Sistematização em Forma de Sonata**. Tese de Livre Docência, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

HARR, M. E. **Reliability-Based Design in Civil Engineering**. McGraw-Hill, New York, 1987.

JUMIKIS, A.R. Foundation Engineering. **Intext Educational Publishers**, New York, 828 p, 1971.

KAY, J.N. Safety Factor Evaluation of Single Piles in Sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, Vol. 92, No. 1, p. 1-39, 1976.

KAY, J.N. Factor of Safety for Piles in Cohesive Soils. **9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977**. Tokyo, Vol. 1, p. 587-592.

LACASSE, S., GUTTORMSEN, T.R. E GOULOIS, A. Bayesian Updating of Axial Capacity of Single Pile. **5th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR'89), 1990**. ASCE, p. 287-290.

LACASSE, S., E NADIM, F. Risk and Reliability in Geotechnical Engineering. **4th**

- International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1998.** St. Louis, p. 1172-1192.
- LAPROVITERA, H., 1988. **Reavaliação de Método Semi-empírico de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas a partir de Banco de Dados.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- LOBO, B.O., 2003. **Verificação de Desempenho das Fundações da Obra de Modernização de um Cais de Gravidade.** Trabalho de Conclusão de Curso, FURG - Fundação Universidade Federal do Rio Grande.
- LUZZARDI, F. J. A., 2015. **Análise de Confiabilidade das Fundações do Cais do Estaleiro Honório Bicalho no Porto de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande.
- MAGALHÃES, F. C., 2011. **Análise das Fundações da Obra de Modernização do Cais do Porto Novo de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande.
- MASSEY, F. J. The Kolmogorov-Smirnov Test for Goodness of Fit. **Journal of the American Statistical Association.** V. 46, N° 253, pp. 68–78, 1951.
- MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlements of pile foundations. **Proc. American Society of Civil Engineering Div., ASCE**, vol 102, n°GT 3, 1976.
- MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, vol 2, 1951.

MORETTI ENGENHARIA, Página Eletrônica da empresa. Acessado em maio 2016. www.morettiengenharia2.com.

ROSENBLUETH, E. **Point estimates for probability moments**. Proc., Nat. Acad. of Sci., 72(10), p. 3812–3814, 1975.

ROSENBLUETH, E. **Two-Point Estimates in Probabilities**. Appl. Math. Modelling, v. 5, p. 329-335, 1981.

SANTOS, M.S., 2007. **Inferência Bayesiana na Avaliação da Segurança de Fundações em Estacas de Deslocamento**. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações na engenharia de fundação**. 183 p. São Paulo. Editora Oficina de Textos, 2000.

SIDI, I.D. E TANG, W.H. Updating Friction Pile Capacity in Clay. **5th International Conference on Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, 1987**. Vancouver, p. 938-945.

SORENSEN, T., HANSEN, B. Pile Driving Formulae – An Investigation Based on Dimensional Consideration and Static Analyses. **Proc. 4th Int. Conference Soil Mechanics e Foundation Engineering, 1957**. Vol. 2, p. 61-65.

SUGAI, M. E MATSUO, M. The Control of Steel Pipe Pile Driving Based on Reliability Analysis of Bearing Capacity Estimation. **Soils and Foundations**, Vol. 33, No. 3, p. 40-53, 1993.

SUPRG. Página Eletrônica do Porto do Rio Grande. Superintendência do Porto do Rio Grande. Acessado em maio de 2016. www.portoriogrande.com.br.

TERZAGUI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York, 1943.

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. **Fundações: Fundações profundas**. Oficina de Textos. v.2
São Paulo, 2010.

VÉSIC, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol 98, n° SM 3, 1972.

ZHANG, L. E TANG, W.H. Use of Load Tests for Reducing Pile Length, An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance. **Geotechnical Special Publication** No. 116, p. 993-1005, 2002.