

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE - FURG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES DO CAIS DO
ESTALEIRO HONÓRIO BICALHO NO PORTO DE RIO GRANDE (RS)
APLICANDO METODOLOGIA BAYESIANA**

FRANCISCO JOSÉ VON AMELN LUZZARDI

Projeto de dissertação apresentado à Coordenação
do Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Oceânica da Escola de Engenharia da Universidade
Federal do Rio Grande.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima
Alves

Rio Grande, dezembro de 2015.

A minha família em especial a minha esposa
Verônica e minha mãe Lydia.

AGRADECIMENTOS

Aos professores José Antonio Fontoura e Cláudio Dias pelos conhecimentos transmitidos ao longo do curso.

Aos colegas de curso, funcionários e as pessoas que de alguma forma me auxiliaram para a realização deste trabalho.

Ao meu orientador, professor Antônio Marcos de Lima Alves que me mostrou o caminho e o rumo, não medindo esforços para que no final desta jornada se concretiza-se esta dissertação.

RESUMO

As incertezas existentes na Engenharia, de um modo geral, são provenientes de diversos fatores, tais como as aproximações e limitações dos modelos matemáticos utilizados, o conhecimento limitado das propriedades dos materiais, bem como a heterogeneidade dos mesmos. Também os ensaios para a determinação de parâmetros dependem de equipamentos, de procedimentos e de mão de obra que geram imprecisões em seus resultados. Enfim, existem diversas situações que propiciam a diferença entre os resultados calculados e os encontrados na prática. Assim, é necessária uma margem de segurança, com o objetivo de eliminar as possíveis incertezas. Porém, a tendência atual da Engenharia é tratar o Fator de Segurança não como um valor determinístico, mas sim em conjunto com uma “probabilidade de ruína” da estrutura. O presente trabalho busca determinar esta probabilidade de ruína na fundação do cais do estaleiro Honório Bicalho, no Porto Novo da cidade de Rio Grande, RS, empregando análise estatística Bayesiana. Na análise foi determinada a distribuição probabilística da capacidade de carga estática prevista pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso e de Décourt & Quaresma, utilizando-se os dados provenientes do ensaio de *SPT* (Standart Penetration Test), denominada de distribuição “a priori”. Com os dados de controle de cravação das estacas (negas medidas ao final da cravação e Ensaios de Carregamento Dinâmico), e adotando a fórmula dinâmica dos Dinamarqueses, foi definida uma distribuição probabilística de capacidade observada, chamada de “função de verossimilhança”. Com os resultados das distribuições “a priori” e função de verossimilhança, aplicando a metodologia Bayesiana foi determinada a distribuição de capacidade “a posteriori”, que consiste em uma atualização das previsões “a priori” com base em dados medidos ou observados. Combinando as distribuições de capacidade com a distribuição probabilística de solicitações sobre as estacas, foram determinados os índices de confiabilidade e as probabilidades de ruína da estrutura, antes e depois da atualização. Os resultados foram comparados com resultados de Prova de Carga Estática realizada na obra. De uma forma geral, observou-se um ganho de confiabilidade na obra através do emprego da metodologia Bayesiana de análise.

Palavras-chave: fundações, probabilidade de ruína, metodologia Bayesiana, capacidade de carga, análise de confiabilidade

ABSTRACT

The uncertainties in Engineering, in general, come from several factors such as limitations of the approaches and mathematical models, limited knowledge of the material properties as well as its heterogeneity. Also the tests for determining parameters depend on equipment and labor that generate inaccuracies in the results. Finally, there are several situations that favor the difference between the calculated results and those found in practice. Thus a safety margin is required, in order to cover possible uncertainties. However, the current trend in Engineering is to treat the Safety Factor not as a deterministic value, but in conjunction with a "probability of failure" of the structure. This study aims to determine this probability of failure for the foundations of shipyard pier located in Rio Grande, Brazil, employing Bayesian statistical analysis. First, the probability distribution of the static capacity of the piles predicted by semi-empirical brazilian methods based on the results of Standard Penetration Tests (SPT), was determined. This distribution is called "a priori" distribution. Then, based on the pile driving control data, (set per blow and Dynamic Load Tests), and adopting a dynamic formula (Danish Formula), a probabilistic distribution of the observed capacity was defined, called "likelihood function". With the results of "a priori" and likelihood distributions, a distribution called "a posteriori" was defined, applying Bayesian methodology. This distribution consists of an update of the "a priori" distribution, based on measured or observed data. Combining the capacity and demand (load) distributions, the reliability indices and the probability of failure were calculated, before and after the update. The results were compared with results of a Static Load Test carried out on the site. In general, it was observed a gain in reliability by employing the Bayesian methodology analysis.

Keywords: foundations, probability of failure, Bayesian methodology, capacity of the piles, reliability analysis

ÍNDICE

LISTA DE SIMBOLOS.....	10
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	13
LISTA DE TABELAS.....	14
LISTA DE FIGURAS.....	15
1 - INTRODUÇÃO.....	18
1.1 - CIDADE DE RIO GRANDE.....	18
1.2 - COMPLEXO PORTUÁRIO.....	19
1.3- DESCRIÇÃO DA OBRA ANALISADA.....	21
1.3.1 - Histórico.....	21
1.3.2 - Projeto.....	22
1.3.3 - Características das Estacas.....	25
1.3.4 - Características do Martelo de Cravação.....	26
1.3.5 –Perfil Estratigráfico do solo.....	27
1.4- JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	29
1.4.1 - Justificativa.....	29
1.4.2 - Objetivo Geral.....	30
1.4.3 - Objetivos Específicos	30
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	32
2.1- PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	32
2.1.1 - Métodos Teóricos.....	34
2.1.2 - Métodos Semi-empíricos.....	35
2.2 - OBSERVAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	40
2.2.1 - Métodos Dinâmicos.....	40
2.2.2 - Ensaio de Carregamento Dinâmico.....	43
2.2.3 - Provas de Carga Estática.....	44
2.3 - CONCEITOS ESTATÍSTICOS APLICADOS À ANÁLISE DE FUNDAÇÕES.....	49
2.3.1 - Metodologia Bayesiana de Análise de Dados.....	49
2.3.2 - Método do Segundo Momento de Primeira Ordem.....	53
2.3.3 - Efeito da variabilidade do N_{SPT} nas previsões pelos	

métodos de Aoki & Velloso e Decourt & Quaresma.....	54
2.3.4 - Testes de aderência estatística.....	59
2.3.5 - Confiabilidade em Fundações.....	61
3 - DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES DAS CARGAS SOLICITANTES.....	66
3.1- INTRODUÇÃO.....	66
3.2 - CARGAS AXIAIS SOLICITANTES POR ESTACA.....	66
3.3- REAVALIAÇÃO DA DISPERSÃO DAS CARGAS AXIAIS CARACTERÍSTICAS EM FUNÇÃO DA NATUREZA DO CARREGAMENTO APLICADO SOBRE O CAIS.....	72
4 - ESTIMATIVA “A PRIORI”.....	75
4.1- INTRODUÇÃO.....	75
4.2 - CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO.....	75
4.3 - CONDIÇÃO DE EMBUCHAMENTO DAS ESTACAS.....	79
4.4 - POSSÍVEIS FONTES DE VARIABILIDADE NO ENSAIO SPT.....	81
4.5 - PROCEDIMENTO DE CÁLCULO.....	81
4.6 - RESULTADOS OBTIDOS.....	82
5 - FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA	89
5.1- INTRODUÇÃO.....	89
5.2 - DEFINIÇÃO DA EFICIÊNCIA DO MARTELO (e_1).....	92
5.3 - REPRESENTAÇÃO DO ENCURTAMENTO ELÁSTICO DA ESTACA.....	92
5.4 - DEFINIÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO (FC).....	96
5.4.1 - Definição do Fator Dinâmico.....	97
5.4.2 - Definição do Fator Tempo.....	98
5.5 - CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS UTILIZANDO A FÓRMULA DOS DINAMARQUESES.....	99
5.6 - COMPARATIVO ENTRE A FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA E A ESTIMATIVA “A PRIORI”.....	100
6 - ESTIMATIVAS “A POSTERIORI”.....	102
6.1 - INTRODUÇÃO.....	102
6.2 - RESULTADOS OBTIDOS.....	102
6.3 – COMPARAÇÃO COM RESULTADO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA...107	
7- ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....	112
7.1- INTRODUÇÃO.....	112
7.2- RESULTADOS OBTIDOS.....	112

8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	115
8.1 – CONCLUSÕES.....	115
8.1.1 – Estimativas “a priori”	115
8.1.2 – Função de verossimilhança.....	116
8.1.3 – Estimativas “a posteriori”	116
8.1.4 – Análise de confiabilidade.....	117
8.2 – SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119
ANEXO.....	125
A- SOLICITAÇÕES MÁXIMAS SOBRE AS ESTACAS.....	125
B-BOLETINS DE SONDAGENS SPT.....	127
B.1 – SONDAGEM SP19.....	127
B.2 – SONDAGEM SP14.....	130
B.3 – SONDAGEM SP20.....	133
B.4 – SONDAGEM SP1.....	136
B.5 – SONDAGEM SP21.....	139
APÊNDICE.....	142
A-FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA - HISTOGRAMAS E TESTE	
KOLGOMOROV- SMIRNOV.....	142
B-PLANILHAS DE CÁLCULO COM AS ESTIMATIVAS “A PRIORI”.....	152
B.1 – PLATAFORMA LOAD IN/OUT.....	152
B.2 – PLATAFORMA DE LIGAÇÃO 01.....	153
B.3 – PLATAFORMA DE MONTAGEM 01.....	154
B.4 – PLATAFORMA DE LIGAÇÃO 02.....	155
B.5 – PLATAFORMA DE MONTAGEM 02.....	156
C-PLANILHAS DE DADOS DE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS DE CONCRETO.....	157
C.1 – PLATAFORMA LOAD IN/OUT.....	157
C.2 – PLATAFORMA DE LIGAÇÃO 01.....	159
C.3 – PLATAFORMA DE MONTAGEM 01.....	160
C.4 – PLATAFORMA DE LIGAÇÃO 02.....	161
C.5 – PLATAFORMA DE MONTAGEM 02.....	162

LISTA DE SIMBOLOS

A = Área da seção transversal da estaca

A_b = Área de ponta da estaca

c = Deslocamento elástico do sistema estaca-solo

D = Indicador de Falha

D_{max} = Distância máxima vertical- teste Kolgomorov – Smirnov

D_{crit} = Distância máxima vertical critica- teste Kolgomorov – Smirnov

E = Módulo de elasticidade do material da estaca

e_1 = Eficiência do martelo de cravação

$F1$ e $F2$ = Fatores de correção das resistências de ponta e lateral que levam em conta as diferenças entre a estaca e o cone do ensaio CPT

FC = Fator de Correção

FT = Razão entre as capacidades estáticas a longo prazo e a curto prazo

FD = Razão entre as capacidades mobilizadas por esforço dinâmico e por esforço estático

F_k = Carga característica máxima por estaca

f_{ck} = Resistência Característica do Concreto

G_k = Parcela das cargas permanentes

h = Altura de queda do martelo

L = Comprimento da estaca

L^* = Comprimento equivalente da estaca

L_l = Distância entre a superfície da água e o nível da dragagem

L_e = Distância enterrada da estaca

k = Coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor $N_{b,n}$ em função do tipo de solo

N_i = Valor do N_{SPT} medido na profundidade onde o trecho da estaca está localizado

a = Coeficiente de encurtamento elástico

α e k = fatores de correlação que dependem do tipo de solo

$N_{b,n} = \frac{N_{n-1} + N_n + N_{n+1}}{3}$ = 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.

$N_{s,n} = \frac{\sum_{j=1}^{n-2} (N_j)}{n-2}$ (para $n > 2$) = valor médio de N_{SPT} ao longo do comprimento da estaca,

excluídos os valores de N_{SPT} utilizados no cálculo de $N_{b,n}$

Q_d = Resistência dinâmica do solo à penetração da estaca, no momento da cravação

Q_u = Capacidade de carga à compressão

$Q_{s,u}$ = Parcela de capacidade por atrito lateral

$Q_{b,u}$ = Parcela de capacidade por ponta

Q_B = Carga transferida ao solo pela ponta da estaca

Q_0 = Carga total aplicada no topo da estaca

Q_k = Parcela da carga variável

Q_z = Carga total transferida a estaca

R = Resistência do solo à penetração da estaca

R_m = média da distribuição das resistências

r = Razão entre parcela da carga permanente e da carga variável

s = Nega correspondente ao valor de h

S_m = Média da distribuição das solicitações

U = Perímetro da estaca

W = Peso do martelo de cravação

α e β = Fatores relacionados ao tipo de solo onde a ponta da estaca está imersa

β = Índice de confiabilidade da estrutura

ΔL_i = Comprimento de cada segmento em que a estaca foi subdividida para efeito de cálculo

μ_Q^L = Valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança)

μ_Q^P = Valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada anteriormente à cravação (“distribuição a priori”)

μ_Q = Valor esperado da distribuição atualizada da capacidade de carga (distribuição “a posteriori”)

μ_{F_k} = Média das cargas características

μ_{G_k} = Média das parcelas das cargas permanentes

μ_{Q_k} = Média das parcelas das cargas variáveis

σ_Q^2 = Variância da distribuição atualizada da capacidade de carga (distribuição “a posteriori”)

$\sigma_Q^{2,P}$ = Variância da distribuição da capacidade de carga calculada anteriormente à cravação (“distribuição a priori”)

$\sigma_Q^{2.L}$ = Variância da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança)

σ_S^2 = Variância da distribuição das solicitações

σ_R^2 = Variância da distribuição das resistências

σ_R = Desvio padrão da distribuição das resistências

σ_S = Desvio padrão da distribuição das solicitações

σ_{F_k} = Desvio padrão da distribuição das solicitações das médias provenientes das parcelas das cargas permanentes e variáveis.

σ_{G_k} = Desvio padrão da distribuição das solicitações das médias provenientes das parcelas das cargas permanentes

σ_{Q_k} = Desvio padrão da distribuição das solicitações das médias provenientes das parcelas das cargas variáveis

ρ = Coeficiente de correlação entre solicitação e resistência

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM - American Society for Testing and Materials

CAPWAP – Case Pile Wave Analysis Program

CASE – Case Western Reserve Institute

CPT – Piezocone Penetration Test

DEF – Deflectômetro

ECD – Ensaio de Carregamento Dinâmico

FOSM – First-Order, Second-Moment Method

FS – Fator de Segurança

NBR – Norma Brasileira

PCE – Prova de Carga Estática

SPT – Standard Penetration Test

SUPRG – Superintendência do Porto do Rio Grande

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1 - Dados do complexo portuário.....	19
TABELA 1.2 - Cargas máximas por módulos.....	26
TABELA 2.1 - Valores de k e α	34
TABELA 2.2 - Valores de F_1 e F_2	34
TABELA 2.3 - Valores atribuídos a k	36
TABELA 2.4 - Valores atribuídos ao coeficiente α	36
TABELA 2.5 - Valores atribuídos ao coeficiente β	36
TABELA 2.6 - Principais diferenças entre as provas de carga estáticas do tipo lento e Rápido.....	43
TABELA 2.7 - Valores de D_{crit} conforme nível de significância e tamanho da amostra (N)...	57
TABELA 3.1 - Teste de aderência das cargas solicitantes da plataforma Load In/Out.....	63
TABELA 3.2 - Teste de aderência das cargas solicitantes da plataforma de Ligação 01.....	64
TABELA 3.3 - Teste de aderência das cargas solicitantes da plataforma de Montagem 01....	65
TABELA 3.4 - Teste de aderência das cargas solicitantes da plataforma de Ligação 02.....	66
TABELA 3.5 - Teste de aderência das cargas solicitantes da plataforma de Montagem 02....	67
TABELA 3.6 - Quadro resumo de médias, desvio padrão, coeficiente de variância e carga de valor máximo de cada plataforma.....	68
TABELA 3.7 - Quadro resumo de médias, desvio padrão, coeficiente de variação e carga característica de valor máximo de cada plataforma após reavaliação das dispersões das cargas.....	74
TABELA 4.1 - Valores do N_{spt} dos furos de sondagem.....	76
TABELA 4.2 - Parâmetros das distribuições “à priori” em cada módulo.....	87
TABELA 5.1 - Fatores dinâmico.....	89
TABELA 5.2 - Dados referentes aos ensaios de carregamento dinâmico.....	91
TABELA 5.3 - Determinação dos valores de α	95
TABELA 5.4 - Valores de $D_{critico}$ conforme nível de significância e tamanho da amostra (N).....	97
TABELA 5.5 - Parâmetros da distribuição de probabilidade das capacidades de carga das estacas.....	100
TABELA 5.6 - Comparação dos resultados “à priori” e verossimilhança.....	101

TABELA 6.1 - Estimativas “à posteriori ” considerando o método Aoki &Velloso nas estimativas “à priori” e considerando fatores tempo iguais a 2,0 e 3,0 nas estimativas de verossimilhança.....	103
TABELA 6.2 - Estimativas “à posteriori ” considerando o método Décourt & Quaresma nas estimativas “à priori” e considerando fatores tempo iguais a 2,0 e 3,0 nas estimativas de verossimilhança.....	103
TABELA 6.3 - Capacidades de carga e desvios padrão das estimativas “à priori” (Aoki & Velloso), função verossimilhança e “à posteriori”	104
TABELA 6.4 - Capacidades de carga e desvios padrão das estimativas “à priori” (Décourt & Quaresma), função verossimilhança e “à posteriori”	104
TABELA 6.5 - Análise do Indicador de Falha (D) - Verossimilhança x “à priori” (Aoki & Velloso).....	105
TABELA 6.6 - Análise do Indicador de Falha (D) - Verossimilhança x “à priori” (Décourt & Quaresma).....	106
TABELA 6.7 - Resultados da prova de carga estática (Fonte: Relatório QGA-10-PCE-01)	109
TABELA 7.1 - Fator de segurança global, índice de confiabilidade e probabilidade de ruína calculados pela combinação da distribuição das solicitações e as estimativas “à priori”.....	113
TABELA 7.2 - Fator de segurança global, índice de confiabilidade e probabilidade de ruína calculados pela combinação da distribuição das solicitações e da função de verossimilhança.....	113
TABELA 7.3 - Fator de segurança global, índice de confiabilidade e probabilidade de ruína calculados pela combinação da distribuição das solicitações e das estimativas “à posteriori”	114

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Localização da cidade de Rio Grande (Fonte: Google Maps, 2015).....	18
Figura 1.2 - Localização do complexo portuário (Fonte: SUPRG, 2015).....	20
Figura 1.3 - Localização do Cais 1 na ponta sul do Porto Novo (Fonte: Google Maps ,2015).....	21
Figura 1.4 - Localização do Cais 1 na ponta sul do Porto Novo (detalhe) (Fonte: Google Maps, 2015).....	22
Figura 1.5 - Planta Cais 1-Estaleiro Honório Bicalho (Fonte: Alves e Dias,2012)... ..	23
Figura 1.6 - Planta Cais 1-Estaleiro Honório Bicalho (detalhe) (Fonte:Tecton Engenharia, 2011).....	23
Figura 1.7 - Perfil do cais (Fonte: Tecton Engenharia, 2011).....	24
Figura 1.8 - Posicionamento Estacas Load in/out e Primeira Plataforma de Ligação (Fonte: Tecton Engenharia -2011).....	24
Figura 1.9 - Primeira e Segunda Plataforma de Montagem e Segunda Plataforma de Ligação (Fonte: Tecton Engenharia -2012).....	25
Figura 1.10 - Martelo Junttan, modelo HHK 12 (Fonte:Seth, 2015).....	27
Figura 1.11 - Sistema genérico de amortecimento (Fonte: Fagundes, 2007).....	27
Figura 1.12 – Perfil Estratigráfico do solo.....	27
Figura 2.1 - Capacidade de carga de fuste e ponta da estaca	30
Figura 2.2 - Mecanismos de ruptura da base da estaca de diversas teorias.....	31
Figura 2.3 - Discretização das forças resistivas atuantes em uma estaca.....	32
Figura 2.4 - Medição da nega e repique (Fonte: Aoki, 1986).....	37
Figura 2.5 - Comportamento carga x deslocamento da estaca.....	38
Figura 2.6 - Equipamentos para a realização do ensaio de carregamento dinâmico (Fonte: Avelino, 2006).....	40
Figura 2.7 - Prova de carga com cargueira (Fonte: Neves,2004).....	41
Figura 2.8- Prova de carga com tirantes. (Fonte: Neves, 2004).....	42
Figura 2.9 - Prova de carga com estacas de reação (Fonte: Neves,2004).....	42
Figura 2.10 - Curva tensão x recalque obtida a partir de um ensaio de prova de carga.....	43

Figura 2.11 - Curva tensão x recalque com ruptura nítida.....	43
Figura 2.12 - Curva tensão x recalque com ruptura não nítida	44
Figura 2.13 - Teste de valores (σ_R) para a obtenção de uma reta no gráfico semi-logarítimo – $\ln\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R}\right) \times r$ (Fonte: Alonso, 2009).....	45
Figura 2.14 - Curva pressão x recalque extrapolada (Fonte: Alonso, 2009).....	45
Figura 2.15 - Espaço amostral, com suas partições e B um evento qualquer deste espaço amostral.....	47
Figura 2.16 - Curvas a priori, verossimilhança e a posteriori (Fonte: Cabral, 2002).....	47
Figura 2.17 - Teste de Kolmogorov-Smirnov.....	56
Figura 2.18 - Coeficiente de segurança x segurança (Fonte: Lacasse e Goulois, 1989, Adaptado por Santos, 2008).....	58
Figura 2.19 - Distribuição de probabilidade das cargas resistentes e solicitantes (Fonte: Cintra e Aoki, 2010).....	59
Figura 2.20 - Inverso de probabilidade de ruína (N) x índice de confiabilidade (β) (Fonte: Cintra e Aoki, 2010).....	61
Figura 3.1 - Histograma da distribuição das cargas solicitantes da plataforma Load In/Out.....	63
Figura 3.2 - Histograma da distribuição das cargas solicitantes da plataforma de Ligação 01.....	64
Figura 3.3 - Teste de aderência das cargas solicitantes da plataforma de Montagem 01.....	65
Figura 3.4 - Histograma da distribuição das cargas solicitantes da plataforma de Ligação 02.....	66
Figura 3.5 - Teste de aderência das cargas solicitantes da plataforma de Montagem 02.....	67
Figura 4.1 - Posicionamento dos furos do ensaio SPT (Fonte: Estasul, 2011).....	76
Figura 4.2 - Perfil estratigráfico do solo (Fonte: Autor, 2015).....	78
Figura 4.3 - Resistência do solo considerando as estacas embuchadas (Fonte: Amadori, 2013).....	79
Figura 4.4 - Resistência do solo considerando as estacas não embuchadas (Fonte: Amadori, 2013).....	80
Figura 4.5 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP01.....	82
Figura 4.6 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma, furo de sondagem SP01.....	83

Figura 4.7 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP14.....	83
Figura 4.8 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de, Décourt & Quaresma, furo de sondagem SP14.....	84
Figura 4.9 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP19.....	84
Figura 4.10 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma furo de sondagem SP19.....	85
Figura 4.11 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP20.....	85
Figura 4.12 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma furo de sondagem SP20.....	86
Figura 4.13 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP21.....	86
Figura 4.14 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma furo de sondagem SP21.....	87
Figura 5.1 - Comprimento equivalente da estaca (L^*).....	93
Figura 5.2 – Variação da capacidade estática com o tempo – estaca E15A.....	98
Figura 6.1 – Croqui de montagem da PCE – planta (Fonte: Relatório QGA-10-PCE-01).....	108
Figura 6.2 – Croqui de montagem da PCE – corte (Fonte: Relatório QGA-10-PCE-01).....	108
Figura 6.3 – Fotografia da PCE sendo montada (Fonte: Prof. Antônio M.L. Alves).....	109
Figura 6.4 – Resultados da prova de carga estática realizada na estaca E1G.....	110
Figura 6.5 – Estimativa do fator tempo FT para a estaca E1G.....	111

1- INTRODUÇÃO

1.1- CIDADE DE RIO GRANDE

O município de Rio Grande localiza-se na planície costeira do Rio Grande do Sul, localizado na embocadura da Laguna dos Patos, situado em uma região estuarina. Possui a única saída para o oceano de toda bacia hidrográfica do complexo Laguna dos Patos e Mirim, conforme ilustra a Figura 1.1.



Figura 1.1- Localização da cidade de Rio Grande (Fonte: Google Maps, 2015)

Sua área municipal se situa em baixa altitude com no máximo 11,0 metros em relação ao nível do mar. A vegetação da região é composta por campos com vegetação rasteira e herbácea, possui matas proveniente de reflorestamento das espécies Pinus Elliots e Eucalipto e dunas de areia em toda a costa litorânea. O clima é subtropical ou temperado e com invernos relativamente frios, verões amenos e precipitações regularmente distribuídas ao longo do ano.

A economia de Rio Grande em sua maior parte, está concentrada nas atividades portuárias, onde diversas empresas importam e exportam em seus terminais e seu cais comercial. Também possui um Polo Naval onde são construídas plataformas de petróleo e cascos de navios plataformas.

Na educação possui, além de escolas municipais e estaduais, um Instituto Federal de Educação, com ensino técnico e superior, a Universidade Federal do Rio Grande com ensino superior e a Faculdade Anhanguera também com ensino superior.

Possui todos os modais de transporte como rodoviário, hidroviário, ferroviário e aéreo.

1.2 - COMPLEXO PORTUÁRIO

O porto de Rio Grande está localizado na margem direita do Canal do Norte, que liga a Laguna dos Patos ao Oceano Atlântico. Possui três áreas de atracação denominadas: 1) Porto Velho, destinado a pequenas embarcações principalmente do setor pesqueiro, possuindo extensão de 640 m; 2) Porto Novo, possuindo extensão de 1952 m, largura de 150,00 m e profundidade de 31 pés; 3) Superporto, que possui extensão de 4,70 km com largura mínima de 200,00 m e profundidade de aproximadamente de 40 pés. Na Tabela 1.1 são encontrados os comprimentos e profundidades atuais dos cais acostáveis.

Tabela 1.1- Dados do complexo portuário (Fonte: SUPRG, 2015)

Localização	Comprimento / Profundidade
Porto Velho	640m (15 pés)
Porto Novo	1.952m (31 pés)
Superporto	
Term. Copesul	70m (33 pés)
Term. Petrobrás	318m (33 pés)
Term. Adubos Trevo	360m (40 pés)
Term. Bunge Alimentos	412m (40 pés)
Term. Bianchini	300m (40 pés)
Term. Tergresa	
- Cais de navios	450m (42 pés)
- Cais de barcaças	630m (17 pés)
Term. Termasa	200m (42 pés)
Dolphins de Transbordo	180m (40 pés)
Term. Tecon Rio Grande S.A	800m (40 pés)
Term. Leal Santos Alim. S.A	70m (26 pés)
Term. da Marinha	300m (30 pés)

O Complexo Portuário teve início com a construção do Porto Velho em 1869, sendo inaugurado em 11 de outubro de 1879. Posteriormente o Porto Novo começou a ser construído em 1910, sendo inaugurado em 15 de novembro de 1915. Em 1970 foi realizada a expansão portuária criando-se o Superporto. Na ilustração da Figura 1.2 é mostrada a localização dos três portos.



Figura 1.2- Localização do complexo portuário (Fonte: SUPRG, 2015)

Em 1919 foi dada a concessão de exploração do Porto Novo pela União ao Estado do Rio Grande do Sul e posteriormente em 27 de março de 1997, foi assinado o convênio nº001/97-PORTOS/97, que delegou ao Estado do Rio Grande do Sul a administração e exploração dos portos de Rio Grande, Pelotas, Porto Alegre e Cachoeira do Sul, por mais 50 anos (SUPRG, 2015).

1.3 - DESCRIÇÃO DA OBRA ANALISADA

1.3.1 – Histórico

Com a retomada da indústria naval no Brasil e sua descentralização dos grandes centros, a cidade de Rio Grande passou a ter as condições necessárias para a instalação desta indústria, e assim foi criado o Polo Naval e Offshore. Um dos novos empreendimentos desta nova fase foi o estaleiro Honório Bicalho, localizado no Porto Novo da cidade de Rio Grande. O estaleiro pertence ao grupo QGI Brasil, formado pelas empresas nacionais Queiroz Galvão e Iesa O&G.

Projetado para atender necessidades de carga e descarga com capacidade de 300 kN/m^2 , o Cais 1 do estaleiro compreende uma área de aproximadamente 6500 m^2 , tendo 216 m de extensão mais delfim de amarração. A construção do cais foi realizada no período de 17/01/2012 a 15/08/2012, tendo já sido utilizado para a montagem de duas plataformas da Petrobras (P-63 e P-58).

Nas Figuras 1.3 e 1.4 são mostradas imagens do Cais 1 já construído.

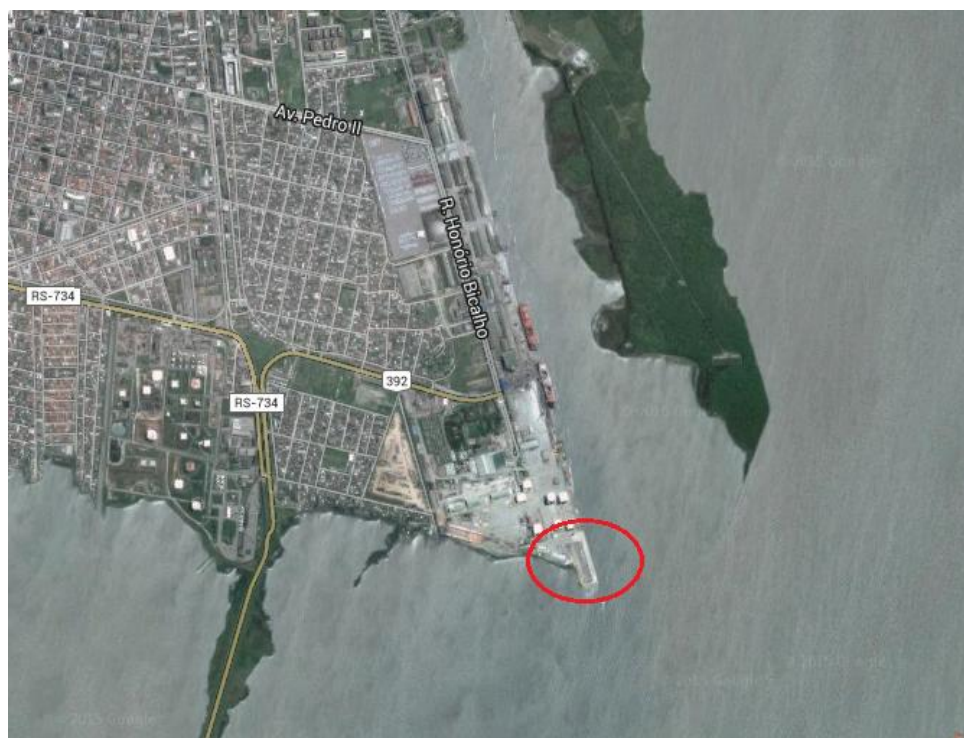


Figura 1.3- Localização do Cais 1 na ponta sul do Porto Novo (Fonte: Google Maps, 2015)



Figura 1.4- Localização do Cais 1 na ponta sul do Porto Novo (detalhe)
(Fonte: Google Maps, 2015)

1.3.2 - Projeto

O Cais 1 possui uma plataforma de load in/out, duas plataformas de montagem e duas plataformas de ligação. O cais está dividido em cinco módulos, com quatro módulos medindo 40,0 m de comprimento e um módulo com 60,0 m de comprimento. Possui um comprimento total de 220 m, largura mínima de 20,0 m e máxima de 38,05 m. Conta com uma ponte de ligação entre o píer e a terra, possuindo uma junta de dilatação entre a primeira plataforma de ligação e a primeira plataforma de montagem, conforme é mostrado nas Figuras 1.5 e 1.6.

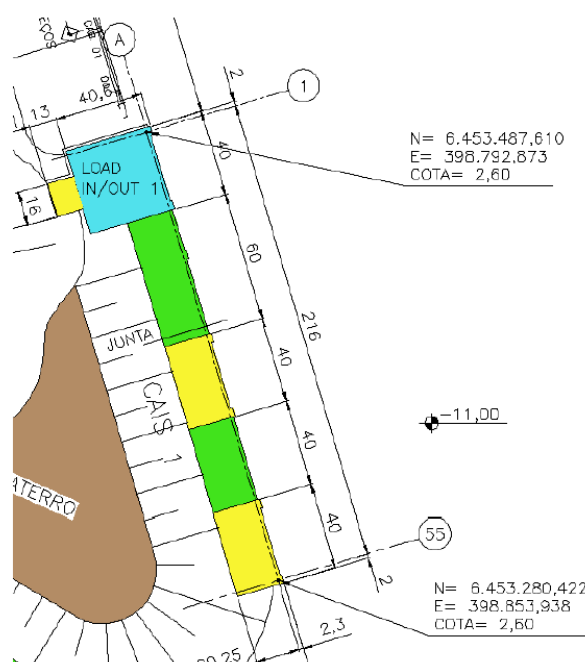


Figura 1.5 - Planta Cais 1-Estaleiro Honório Bicalho
(Fonte: Tecton Engenharia, 2011)

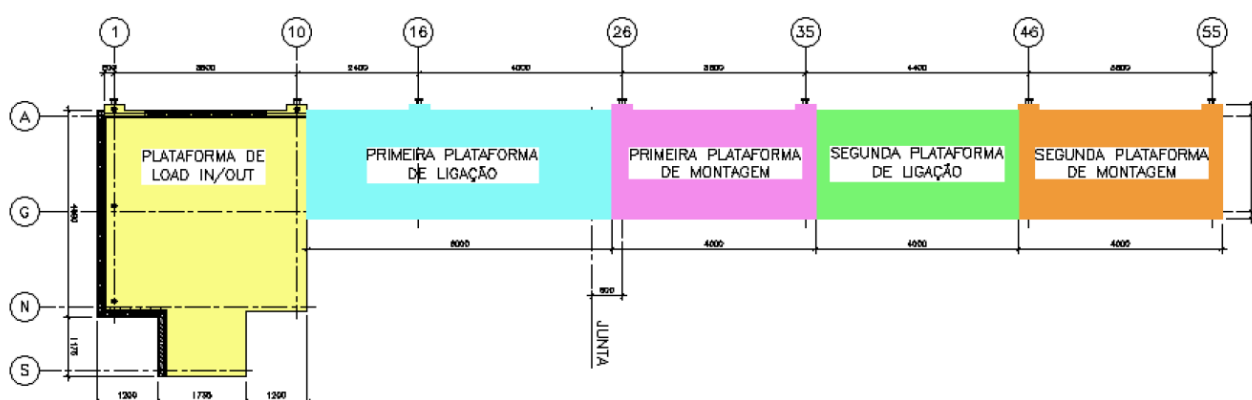


Figura 1.6 - Planta Cais 1-Estaleiro Honório Bicalho (detalhe)
(Fonte: Tecton Engenharia, 2011)

A superestrutura é formada de peças pré-moldadas complementadas por peças concretadas in loco. Na Figura 1.7 é mostrado um perfil do cais com o nível zero referente ao nível da linha de água, considerando uma variação de -0,20 m a + 1,20 m, o topo da plataforma com o nível de + 2,60 m e a linha de fundo com o nível de - 11,0 m.

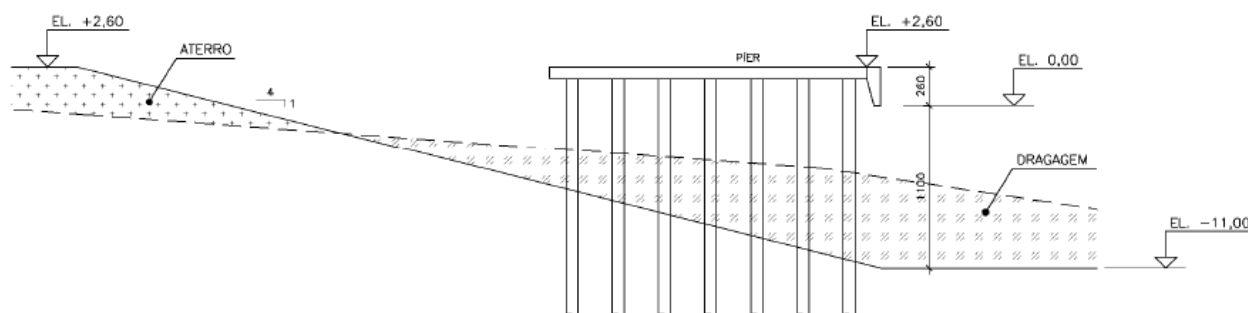


Figura 1.7- Perfil do cais (Fonte: Tecton Engenharia, 2011)

As plataformas de load in/out e de montagem possuem malha de posicionamento das estacas de 4,0m x 3,125m, conforme mostrado nas Figuras 1.8 e 1.9. As plataformas de ligação possuem malha de posicionamento das estacas de 4,0m x 6,25m, conforme também mostrado nas Figuras 1.8 e 1.9. As estacas destas plataformas são pré-moldadas de concreto protendido. A ponte de acesso ao cais possui uma malha de 4,0m x 3,125m, sendo as estacas metálicas.

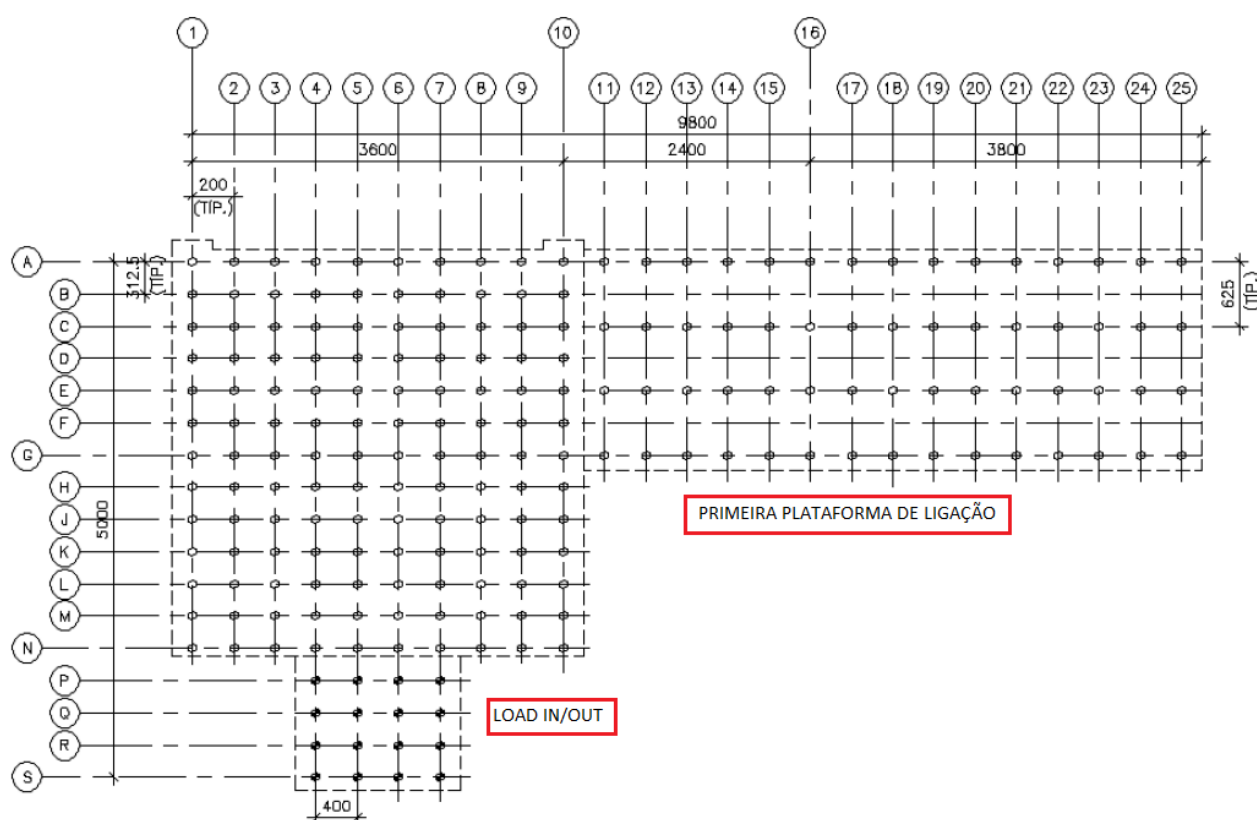


Figura 1.8 - Posicionamento Estacas Load in/out e Primeira Plataforma de Ligação (Fonte: Tecton Engenharia -2011)

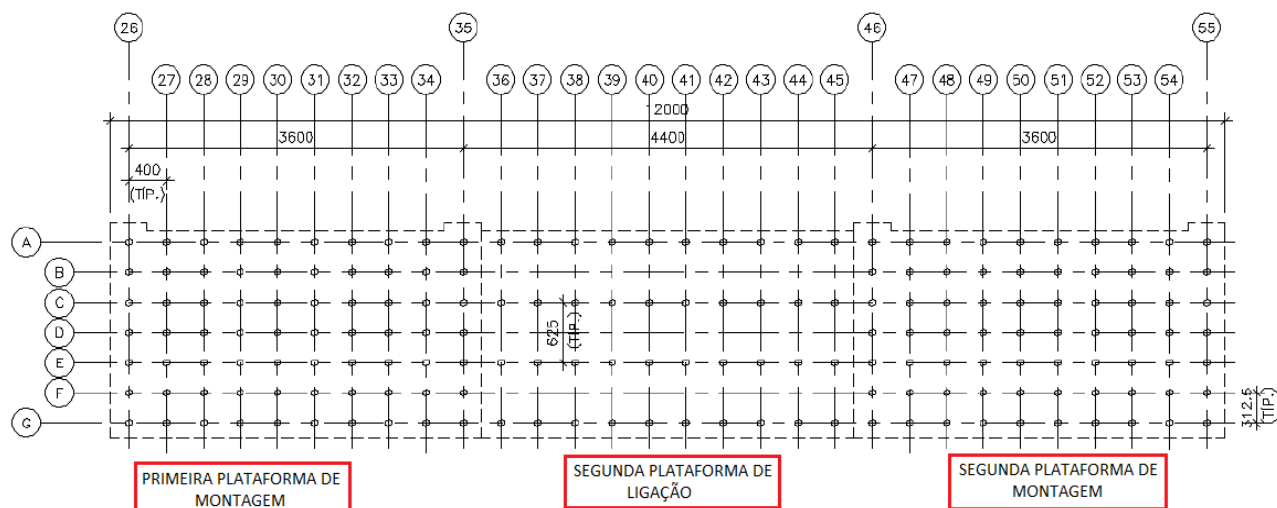


Figura 1.9 - Primeira e Segunda Plataforma de Montagem e Segunda Plataforma de Ligação
(Fonte: Tecton Engenharia -2011)

1.3.3 - Características das Estacas

O cais possui 373 estacas de concreto protendido, 21 estacas metálicas (dolfim de atracação) e 17 estacas metálicas (ponte de acesso), com total de 411 estacas.

As estacas de concreto protendido são de seção transversal anelar com comprimento de 39,0 m, possuindo diâmetro externo de 800 mm e diâmetro interno de 500 mm, com parede de 150 mm. Para armadura foram utilizadas 18 barras de 25 mm CA50 mais 12 cordoalhas de 12,7 mm CP-190 RB. As características dos materiais utilizados foram :

- Concreto: C40 - $f_{ck} \geq 40$ MPa

Módulo Secante: 30,1 GPa

Relação água/cimento $\leq 0,45$

- Aço: Armaduras: CA50

Protensão: CP 190 RB

As estacas metálicas possuem diâmetro externo de 800 mm e espessura de 19 mm aço ASTM –A36 e comprimento de 39,0 m. Para considerar a corrosão nas faces externas e internas foi adotada uma redução na espessura da parede de 3,5 mm (externamente) e 1,5

mm (internamente), resultando em um diâmetro externo de 793 mm e espessura da parede de 14 mm, isto para efeitos de dimensionamento da estaca.

Conforme memória de cálculo da empresa Tecton Engenharia, considerando as combinações das ações sobre a estrutura foram determinadas as cargas características máximas nas estacas, relacionadas conforme os módulos como mostrado na Tabela 1.2.

Tabela 1.2 – Cargas características máximas por módulos (Fonte: Tecton Engenharia, 2011)

TRECHO	TIPO DE ESTACA	FORÇA NORMAL MÁXIMA (kN)
Ponte de acesso	Metálica	2335
Load in/load out	Concreto	3438
1ª plataforma de ligação (PL1)	Concreto	2638
1ª plataforma de montagem (PL2)	Concreto	2336
2ª plataforma de ligação (PL3)	Concreto	2407
2ª plataforma de montagem (PL4)	Concreto	2461

1.3.4 - Características do Martelo de Cravação

O martelo de cravação utilizado na obra é da marca Junttan, modelo HHK 12 A, com peso do pilão de 117,72 kN, comprimento 3000 mm, diâmetro de 846 mm e altura máxima de queda de 1,20 m (Figura 1.10). Seu sistema de funcionamento é hidráulico com impacto utilizando a gravidade e a aceleração hidráulica durante a queda.

Para evitar danos ocasionados pelo impacto do martelo com a cabeça da estaca e a uniformização das tensões aplicadas é necessário a adoção de um sistema de amortecimento recomendado pelo fabricante do martelo. Na Figura 1.11 é mostrado um sistema genérico de amortecimento composto de cepo de madeira, capacete metálico e coxim de madeira.

No caso específico do martelo hidráulico Junttan HHK 12 A, o sistema de amortecimento é composto por um cepo, constituído por um anel de material sintético posicionado no interior do martelo, e um coxim, formado por camadas de madeira compensada posicionadas no topo da estaca.

Foi adotado na obra um sistema de cravação por “cantitraveller”, onde uma plataforma móvel apoiada em vigas sobre a cabeça das estacas já cravadas permite a cravação das novas estacas à frente da plataforma. O martelo hidráulico foi erguido na plataforma através de um guindaste.



Figura 1.10 - Martelo Junttan, modelo HHK 12 (Fonte: Seth, 2015)

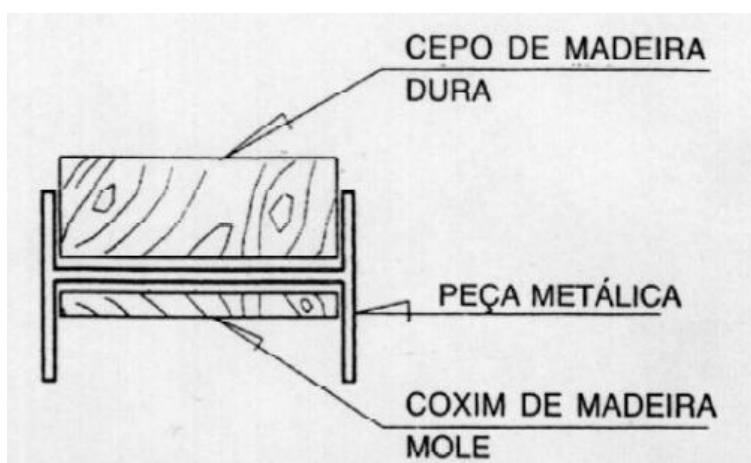


Figura 1.11 - Sistema genérico de amortecimento (Fonte: Fagundes, 2007)

1.3.5 - Perfil Estratigráfico do Solo

Foram realizados ensaios de campo do tipo SPT (Standard Penetration Test) em 5 pontos do cais, um para cada plataforma, possibilitando a construção do perfil

estratigráfico na região do cais. Os furos de sondagem foram identificados como SP19 executado na área correspondente à Plataforma de Load In/Out, o SP14 executado na área correspondente à plataforma de Ligação 1, o SP20 executado na área correspondente à plataforma de Montagem 1, o SP01 executado na área correspondente à plataforma de Ligação 2 e o SP21 executado na área correspondente à plataforma de Montagem 2, conforme ilustra a Figura 4.1. Os relatórios de sondagem encontram-se no Anexo B. A Figura 1.12 mostra as diversas camadas do solo ao longa da profundidade. Podemos observar que na profundidade aproximada de 5,0 m da superfície da água existe uma camada de argila orgânica de consistência mole, na profundidade aproximada de 12,0 m uma camada de areia argilosa moderadamente compacta, na profundidade de aproximadamente 13,0 m uma camada de areia fina pouco compacta e medianamente compacta, na profundidade aproximada de 15,0 m uma camada de argila arenosa de consistência média, na profundidade de aproximadamente de 20,0 m uma camada de areia argilosa medianamente compacta a compacta, na profundidade de aproximadamente 28,0 m uma camada de argila arenosa de consistência média, na profundidade de aproximadamente 35,0 m uma camada de areia fina muito compacta, na profundidade de aproximadamente 38,0 m uma camada de argila arenosa de consistência média e na profundidade de aproximadamente 42,0 m uma camada de areia fina muito compacta, finalizando a sondagem na profundidade de 45,0 m.

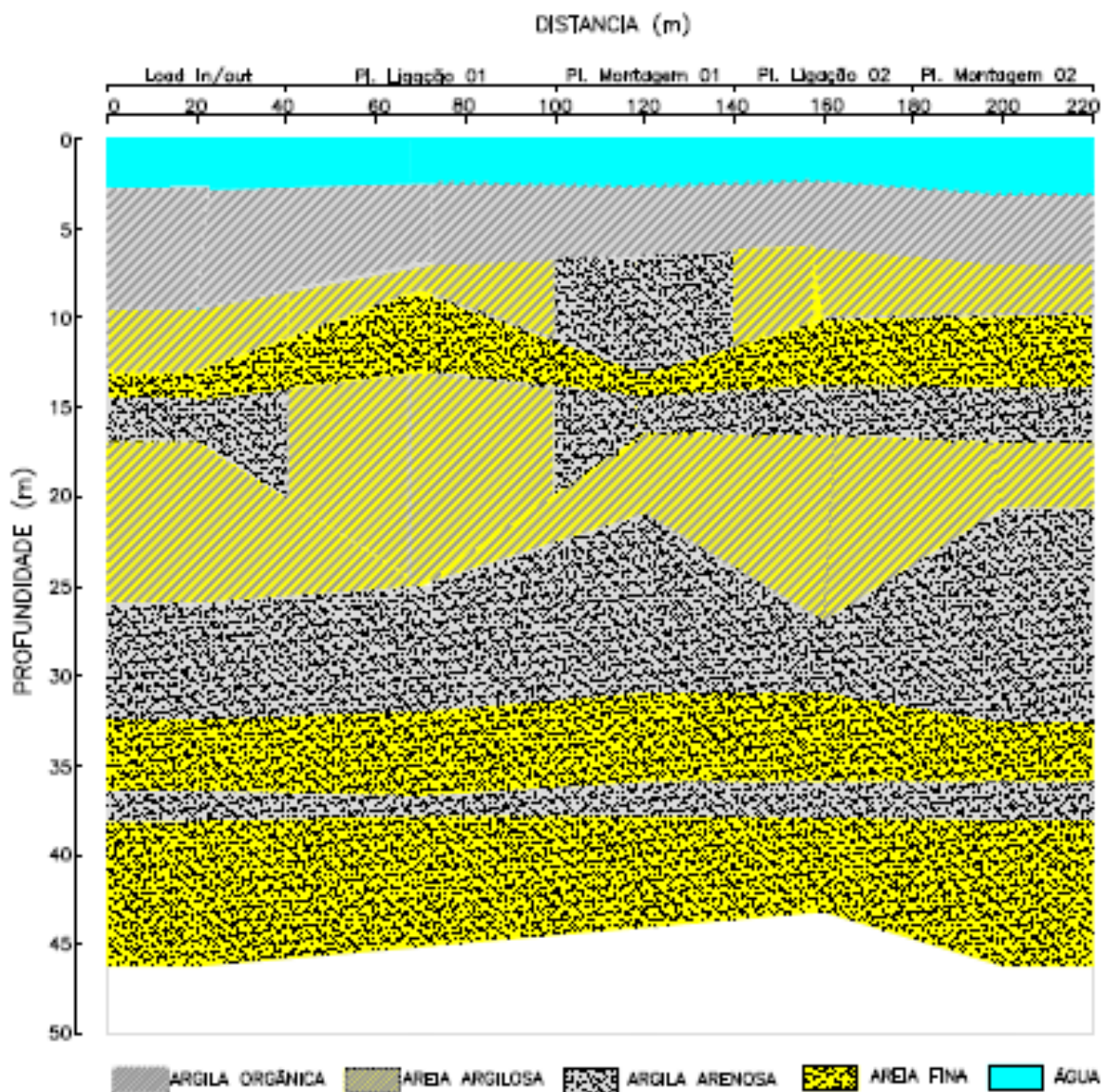


Figura 1.12 – Perfil estratigráfico do solo na região do cais

1.4 – JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

1.4.1 – Justificativa

A dissertação tem como justificativa a necessidade de que os dados de resistência e os de solicitações das fundações do cais sejam considerados de forma probabilística, em função das dispersões existentes, possibilitando, desta forma, a determinação de uma probabilidade de ruína do cais e não somente a consideração de um Fator de Segurança Global. Este não possui uma relação biunívoca com a segurança

propriamente dita, pois fatores de segurança iguais podem resultar em probabilidades de ruína distintas.

A motivação para a realização desta dissertação vem da possibilidade do aperfeiçoamento do conhecimento da relação entre fator de segurança global e probabilidade de ruína, possibilitando ao engenheiro de fundações uma maior segurança em relação a sua obra.

Neste trabalho foi utilizada uma metodologia que vem sendo empregada e aperfeiçoada através de trabalhos anteriormente realizados como os de Cabral (2008) “Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana”, Magalhães (2011) “Análise das Fundações da Obra de Modernização do Cais do Porto Novo de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana” e Amadori (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”.

1.4.2 – Objetivo Geral

O objetivo geral da dissertação é avaliar a confiabilidade das estacas de fundação do Cais 1 do Estaleiro Honório Bicalho. Para tanto, será empregada uma metodologia baseada no teorema probabilístico de Bayes, sintetizando dados de previsão (priori) e de observação (verossimilhança) da capacidade de carga das estacas. A curva de distribuição de probabilidades assim obtida (posteriori) será então confrontada com a curva de distribuição das cargas sobre as estacas, permitindo assim a avaliação da confiabilidade das fundações.

1.4.3 – Objetivos Específicos

Com os resultados dos ensaios do tipo SPT e utilizando os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso e de Décourt & Quaresma, são calculados as previsões de capacidade de carga das estacas, denominados “a priori”, conforme mostra o capítulo 4.

Com os resultados das negas das estacas e utilizando um método dinâmico, a fórmula dos Dinamarqueses e aplicando-se um fator de correção determinado através dos ensaios de carregamento dinâmico realizados em onze estacas, é determinada a capacidade de

carga estática e a longo prazo das estacas, denominado de função de Verossimilhança, conforme mostra o capítulo 05.

Através do Teorema Probabilístico de Bayes e utilizando as distribuições das capacidades de carga das estacas calculadas “a priori” e função de verossimilhança é feita a atualização das capacidades de carga, denominada de distribuições “a posteriori”, conforme mostra o capítulo 06.

Com os resultados das distribuições “a posteriori” é feita uma comparação com as cargas características médias de cada plataforma. As cargas solicitantes foram obtidas da memória de cálculo do projeto e representam o resultado das combinações ponderadas das ações que atuam no cais, conforme mostra o capítulo 03. Através da comparação entre as distribuições “a posteriori” e as cargas solicitantes são calculados o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína das fundações do cais, conforme mostra o capítulo 07.

No capítulo 08 são mostradas as conclusões da análise de confiabilidade e sugestões para futuras pesquisas.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

A fundação tem como função a transferência de carga da estrutura para o solo. Para que isto ocorra sem ocasionar problemas à superestrutura, deverá ser dimensionada de tal forma que suporte a ação das cargas tanto em relação à resistência do solo como em relação à sua própria composição, e além disto os recalques deverão ser compatíveis com a estrutura. A norma brasileira NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações, conceitua fundação profunda da seguinte forma:

“Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.”

A mesma NBR 6122/2010- Projeto e execução de fundações conceitua estacas da seguinte forma:

“Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré- moldado, concreto moldado in situ ou mistos.”

A capacidade de carga de uma fundação depende das características do solo que envolve as estacas podendo ser decomposta em duas parcelas, uma resistência de ponta e uma resistência lateral ou de atrito ou fuste, conforme mostra a Figura 2.1.

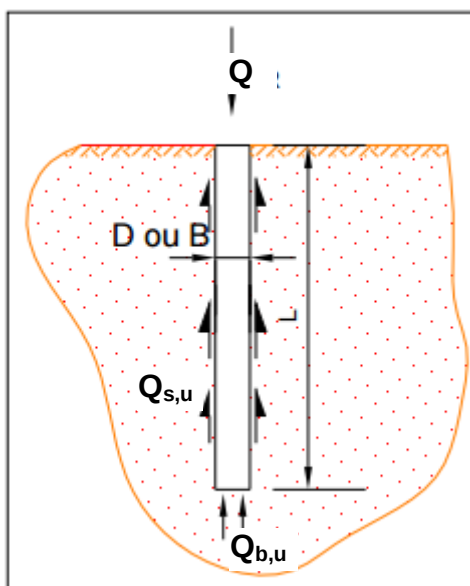


Figura 2.1 - Capacidade de carga por atrito lateral ou fuste e ponta da estaca

A equação da capacidade de carga é apresentada a seguir:

$$Q_u = Q_{s,u} + Q_{b,u} \quad (2.1)$$

Sendo:

Q_u : Capacidade de carga à compressão

$Q_{s,u}$: Parcela de capacidade por atrito lateral ou fuste

$Q_{b,u}$: Parcela de capacidade por ponta

Esta previsão de capacidade de carga pode ser estimada por diversos métodos estáticos que são geralmente divididos em duas categorias: teóricos ou racionais, e semi-empíricos. Os métodos racionais utilizam soluções teóricas e parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como ângulo de atrito e coesão, para uma previsão da capacidade de carga. Já os métodos semi-empíricos são aqueles que utilizam os dados provenientes de ensaios “in situ” de penetração do cone denominado CPT (Cone Penetration Test) ou de sondagem à percussão ou simples reconhecimento, denominado SPT (Standard Penetration Test), combinados estatisticamente com resultados de provas de carga estáticas.

2.1.1 - Métodos Teóricos

Os métodos teóricos (às vezes chamados também de “racionais”) surgiram na primeira metade do século XX com os trabalhos de Terzaghi, e consistem em calcular a tensão última do solo através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Esta metodologia é muito utilizada para a determinação da capacidade de carga em fundações superficiais. Para fundações profundas, porém, os métodos racionais não são muito utilizados no Brasil, sendo preferidos os métodos semi-empíricos.

São vários os métodos teóricos existentes que determinam a capacidade de carga das fundações, sendo que cada uma considera diferentes formas de mobilização de resistência na ponta e no fuste da estaca. A Figura 2.2 ilustra algumas das teorias existentes para estimativa da capacidade de carga de ponta.

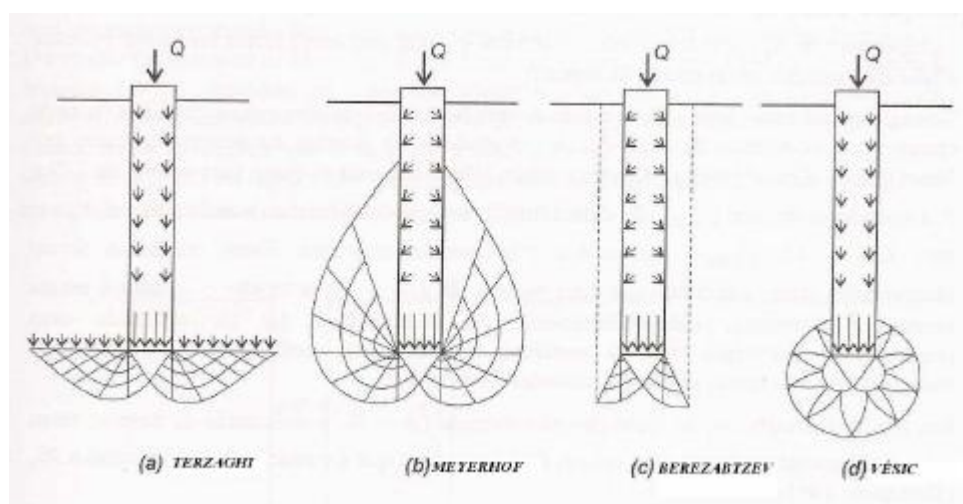


Figura 2.2 - Mecanismos de ruptura da base da estaca de diversas teorias (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972).

Para estimativa do atrito lateral, há abordagens específicas para solos arenosos e argilosos, sendo que os métodos conhecidos como α , β e λ são alguns dos mais utilizados, segundo Velloso e Lopes (2010).

2.1.2 Métodos Semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga baseiam-se em dados de ensaios de campo, como o Standard Penetration Test (SPT) e o piezocone (CPTU). No Brasil é tradicional a adoção de sondagens de simples reconhecimento que utilizam o número de golpes, N_{SPT} , necessários para a penetração do amostrador padrão do ensaio. Dentre os vários métodos semi-empíricos existentes, neste trabalho serão utilizados os métodos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma.

Cabe ressaltar que, em geral, as comparações entre as previsões pelos métodos semi-empíricos e as observações da capacidade de carga das estacas, indicam que os métodos de previsão tendem a ser conservativos.

a) Método de Aoki & Velloso (1975)

O método de Aoki & Velloso originalmente compara os resultados de prova de carga em estacas com os resultados do ensaio de cone. Para que a metodologia seja utilizada com os resultados do ensaio de SPT, que no Brasil ainda é o ensaio de campo mais difundido, são adotadas correlações entre os resultados do ensaio de cone e o N_{SPT} .

Na Figura 2.3 a seguir, é mostrada uma estaca subdividida em n segmentos, tão pequenos quanto se queira, e não necessariamente idênticos:

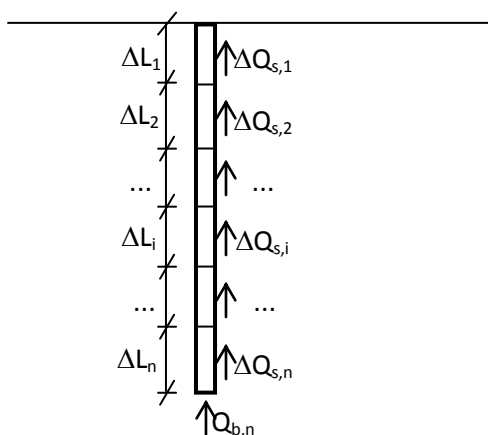


Figura 2.3 - Discretização das forças resistivas atuantes em uma estaca

A parcela de resistência oferecida pela ponta da estaca será aquela gerada na base do segmento n ($Q_{b,n}$). A parcela de resistência oferecida por atrito lateral será igual ao somatório das contribuições individuais de cada segmento ($\Delta Q_{s,i}$), desde o segmento 1 até o segmento n . Portanto, a capacidade de carga da estaca, subdividida em n segmentos será:

$$Q_{u,n} = Q_{b,n} + Q_{s,n} \quad (2.2)$$

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

As parcelas de capacidade de carga por ponta e por atrito lateral são dadas pelas seguintes expressões matemáticas:

$$Q_{b,n} = \frac{A_b \cdot k}{F1} \cdot N_{b,n} \quad (2.3)$$

$$Q_{s,n} = \sum_{i=1}^n \Delta Q_{s,i} = \sum_{i=1}^n \frac{U \cdot \Delta L_i \cdot \alpha \cdot k}{F2} \cdot N_i \quad (2.4)$$

Onde:

A_b - área de ponta da estaca

U - perímetro da estaca

ΔL_i - comprimento de cada segmento em que a estaca foi subdividida para efeito de cálculo

N_i - valor do N_{SPT} medido na profundidade onde o trecho da estaca está localizado

α e k - fatores de correlação que dependem do tipo de solo

$F1$ e $F2$ - fatores de correção das resistências de ponta e lateral que levam em conta as diferenças entre a estaca e o cone do ensaio CPT

$N_{b,n} = \frac{N_{n-1} + N_n + N_{n+1}}{3}$ - 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.

Cabe ressaltar que o método de Aoki & Velloso limita os valores de N_{SPT} em 50 golpes. Os valores originais dos coeficientes k e α propostos por Aoki & Velloso (1975) foram posteriormente reavaliados por Laprovitera (1988) e Monteiro (1997), conforme mostrado na Tabela 2.1. Já os valores originais dos coeficientes $F1$ e $F2$ foram posteriormente modificados por Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1997), conforme Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Valores de k e α (Método de Aoki & Velloso)

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,5	3,0
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,4	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

Tabela 2.2 - Valores de F1 e F2 (Método de Aoki & Velloso)

Tipo de Estaca	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1993)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,0
Franki de fuste fibrado					2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,7 5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	1,75	3,5	2,0	3,5	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem					1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	7,0	4,5	4,5	3,5	4,5
Strauss					4,2	3,9
Raiz	-	-	-	-	2,2	2,4
Hélice contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

b) Método de Décourt & Quaresma (1978)

O método de Décourt & Quaresma é baseado exclusivamente nos resultados do ensaio SPT. Foi inicialmente desenvolvido para o cálculo de previsão de capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto e posteriormente utilizada para outros tipos de estacas como escavadas, hélice contínua, injetadas. Em uma segunda versão Décourt & Quaresma (1982) aperfeiçoam o método na estimativa da carga lateral. Assim, as parcelas de capacidade de carga por ponta e por atrito lateral são dadas pelas seguintes expressões matemáticas:

$$Q_{b,n} = A_b \cdot \alpha \cdot k \cdot N_{b,n} \quad (2.5)$$

$$Q_{s,n} = 10 \cdot \beta \cdot U \cdot L_n \cdot \left[\frac{N_{s,n}}{3} + 1 \right] \quad (2.6)$$

Onde:

A_b - área de ponta da estaca

U - perímetro da estaca

L_n - comprimento total da estaca

α e β - fatores relacionados ao tipo de solo onde a ponta da estaca está imersa

k - coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor $N_{b,n}$ em função do tipo de solo

$N_{b,n}$ - 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

$N_{s,n} = \frac{\sum_{j=1}^{n-2} (N_j)}{n-2}$ (para $n > 2$) - valor médio de N_{SPT} ao longo do comprimento da estaca, excluídos os valores de N_{SPT} utilizados no cálculo de $N_{b,n}$

Os valores de N_{SPT} são limitados entre 3 e 50. A Tabela 2.3 mostra o coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor $N_{b,n}$ em função do tipo de solo. As Tabelas 2.4 e 2.5 mostram os valores de α e β respectivamente, sugeridos por Quaresma *et al.* (1996).

Tabela 2.3 - Valores atribuídos a k (Décourt & Quaresma, 1978)

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltes Argilosos (solos residuais)	200
Siltes Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 2.4 - Valores atribuídos ao coeficiente α (Quaresma *et al.*, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 2.5 - Valores atribuídos ao coeficiente β (Quaresma *et al.*, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos Residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

2.2 - OBSERVAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

2.2.1 - Métodos Dinâmicos

Os métodos dinâmicos, mais antigos que os métodos estáticos, foram formulados no século XIX e procuram correlacionar a resistência à penetração do solo, durante a cravação, com sua capacidade de carga estática. Hoje em dia continuam sendo bastante utilizados, geralmente no controle da uniformidade do estaqueamento.

a) Nega e Repique

A finalização da cravação de uma estaca se dá pela medição do número de golpes necessários para uma determinada penetração permanente da estaca no solo. Esta penetração ou deslocamento permanente médio obtido nos últimos 10 golpes do martelo chama-se nega. Para sua observação pode-se colar uma folha de papel na face da estaca e um lápis fixado em um suporte registrando no papel o deslocamento da estaca (nega) bem como o repique caracterizado pelo deslocamento elástico, conforme mostra a Figura 2.4. O repique é composto de duas parcelas, a deformação elástica do material da estaca e a deformação elástica do solo sob a ponta da estaca.

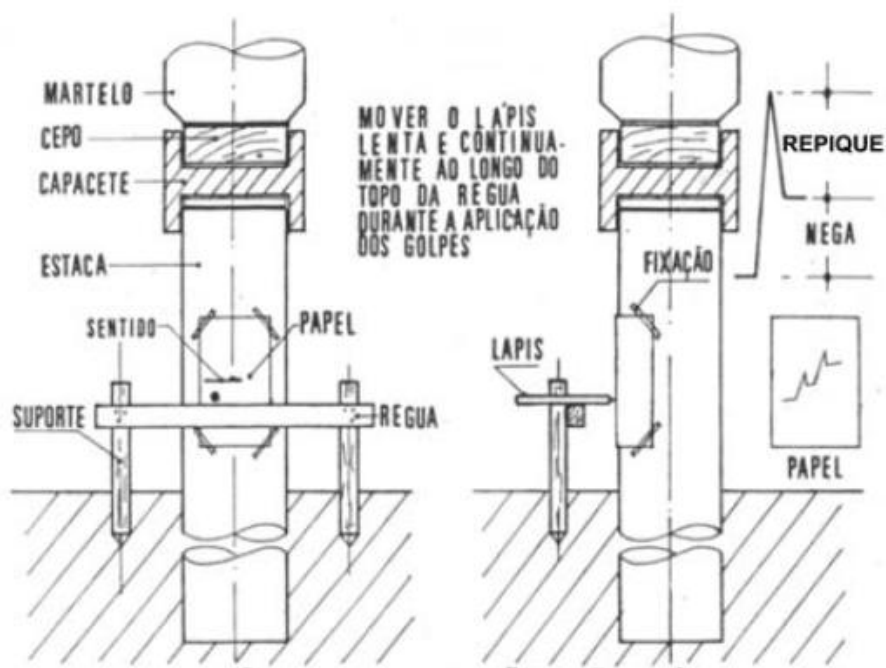


Figura 2.4 - Medição da nega e repique (Fonte: Aoki, 1986)

b) Fórmulas Dinâmicas

A nega e o repique podem ser correlacionados com a capacidade de carga das estacas, através das chamadas fórmulas dinâmicas. Assim, com a capacidade de carga inicialmente estimada através de métodos teóricos ou semi-empíricos, pode-se, por exemplo, determinar a nega máxima para as estacas de determinada obra. Por outro lado, com as medições da nega (e do repique) pode-se avaliar a capacidade de carga da estaca.

As fórmulas dinâmicas baseiam-se no balanço entre a energia dispendida no golpe do martelo (levando-se em conta as eventuais perdas) e o trabalho realizado na penetração da estaca. É admitido um comportamento carga versus deslocamento simplificado para a estaca, conforme mostrado na Figura 2.5.

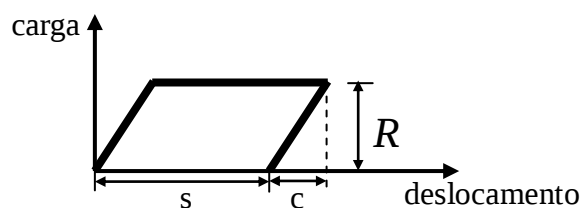


Figura 2.5 - Comportamento carga x deslocamento da estaca

A igualdade entre trabalho e energia se expressa, de uma forma geral, como segue:

$$e.W.h=R.(s+c/2) \quad (2.7)$$

Onde:

W = Peso do martelo de cravação

h = Altura de queda do martelo

e = Eficiência do choque

R = Resistência do solo à penetração da estaca

s = Nega correspondente ao valor de h

c = Deslocamento elástico do sistema estaca-solo

Diferentes considerações sobre a estimativa das perdas de energia na cravação, dentre outros fatores, conduziram a um elevado número de diferentes fórmulas dinâmicas. Segundo Smith (1960), nos arquivos da Engineering News Record constavam 450 fórmulas diferentes na época.

No presente trabalho, será adotada uma das fórmulas mais utilizadas em geral no meio técnico, a fórmula dos Dinamarqueses desenvolvida por Sorensen e Hansen (1957), sendo sua equação descrita a seguir:

$$Q_d = \frac{e_1 \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{2 \cdot e_1 \cdot W \cdot h \cdot \frac{L}{E \cdot A}}} \quad (2.8)$$

Onde:

Q_d = Resistência (dinâmica) do solo à penetração da estaca, no momento da cravação;

e_1 = Eficiência do martelo de cravação;

W = Peso do Martelo;

h = Altura de queda do martelo;

s = Nega correspondente ao valor de h ;

L = Comprimento da estaca;

E = Módulo de elasticidade do material da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca;

Para uma estimativa da capacidade de carga (estática) da estaca, a longo prazo, a resistência dinâmica Q_d pode ser multiplicada por um fator de correção FC, o qual por sua vez pode ser entendido como sendo a razão entre um fator-tempo FT (que leva em conta o crescimento da capacidade de carga da estaca com o tempo, ou efeito “set-up”) e um fator dinâmico FD (que traduz a diferença entre a resistência dinâmica e a resistência estática da estaca).

2.2.2 - Ensaios de Carregamento Dinâmico

Os ensaios de carregamento dinâmico (ECD) são normalizados pela NBR 13208 (2007) e visam verificar o comportamento da interação solo-estaca durante a aplicação de uma força de impacto no seu topo através da obtenção de dados de força, aceleração e deslocamento, utilizando acelerômetros e transdutores de força. Com os dados resultantes avalia-se a capacidade de carga, a eficiência do sistema de cravação, as tensões máximas ao longo da estaca, a integridade estrutural e as características dinâmicas do solo.

Os equipamentos necessários para a execução do ensaio são: o dispositivo de impacto (martelo) para provocar a onda de tensão, conforme mostra a Figura 2.6 (a), os dispositivos para obter as respostas dinâmicas, conforme mostra a Figura 2.6 (b) e equipamento para a aquisição, registro e tratamento dos dados, conforme mostra a Figura 2.6 (c).

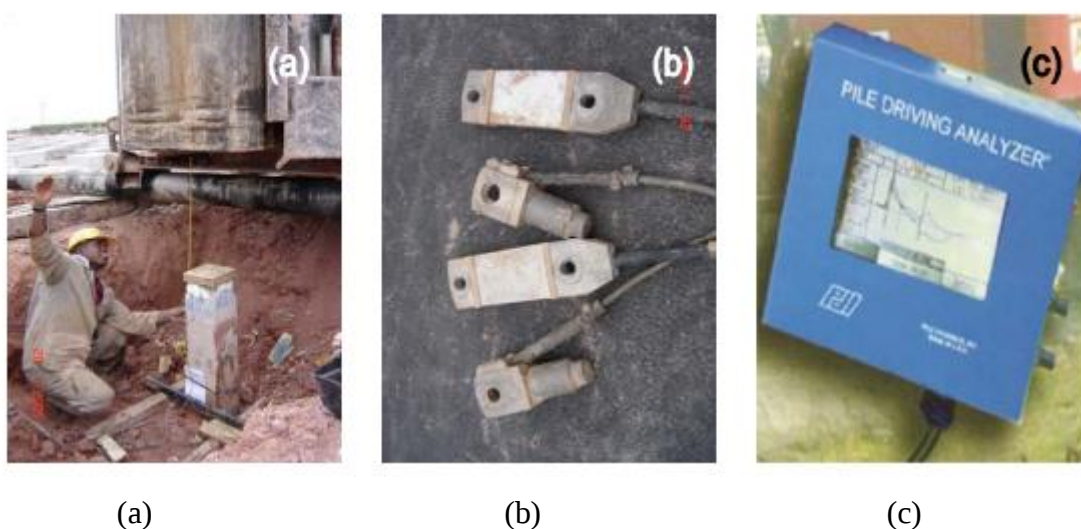


Figura 2.6: Equipamentos para a realização do ensaio de carregamento dinâmico (Fonte: Avelino, 2006)

Os dados obtidos do ensaio são processados através de dois métodos mais usuais, o método Case (Case Western Research University, Ohio, USA) que permite que se estime a reação total mobilizada em um golpe do martelo, através dos sinais de força e velocidade medidos e o método CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) possui uma análise mais elaborada dos sinais de cravação em relação ao método anterior e tem como objetivo a determinação das forças de reação do solo e sua distribuição ao longo da estaca, a partir dos sinais de força e velocidade (Alves et al., 2004).

2.2.3 Provas de Carga Estática

Uma prova de carga estática (PCE) consiste na aplicação de estágios de carga no topo da estaca, através de macaco hidráulico, e na medida dos respectivos recalques ocasionados por estes estágios. Estas cargas são aplicadas em determinados intervalos de tempo, sempre após os deslocamentos causados pelo carregamento anterior estarem estabilizados e podem chegar ao valor da carga de ruptura ou várias vezes o valor da carga de trabalho da fundação.

A prova de carga estática é o ensaio que melhor comprova a resistência limite de uma fundação isolada, principalmente se a mesma for profunda (Alonso, 2009). A PCE pode ser realizada antes ou depois da execução do estaqueamento, sendo que a execução de uma PCE na fase de projeto permite a redução dos fatores de segurança adotados, de acordo com a NBR 6122 (2010).

A NBR 12131 (2006) determina quais procedimentos devem ser seguidos para a realização do ensaio. O sistema de carregamento pode ser dos seguintes tipos:

- a) Cargueira: Consiste em um caixão preenchido com algum material (areia, chapas de aço, blocos de concreto) que garanta o peso para a reação, conforme mostra a Figura 2.7.
- b) Tirantes: A reação é obtida por meio de tirantes executados próximos à estaca a ser ensaiada. Utiliza-se uma viga metálica para transferir a carga da estaca para os tirantes, conforme mostra a Figura 2.8.
- c) Estacas de reação: Este sistema é semelhante ao anterior, porém, em vez de tirantes, utilizam-se estacas armadas, conforme mostra a Figura 2.9.

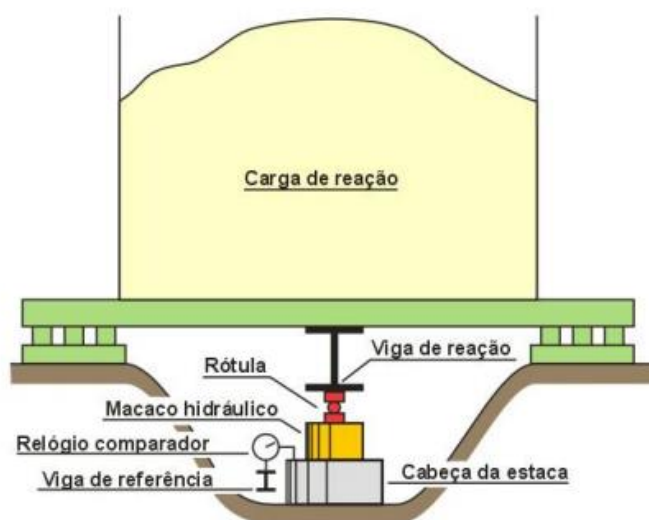


Figura 2.7 - Prova de carga com cargueira (Fonte: Neves,2004)

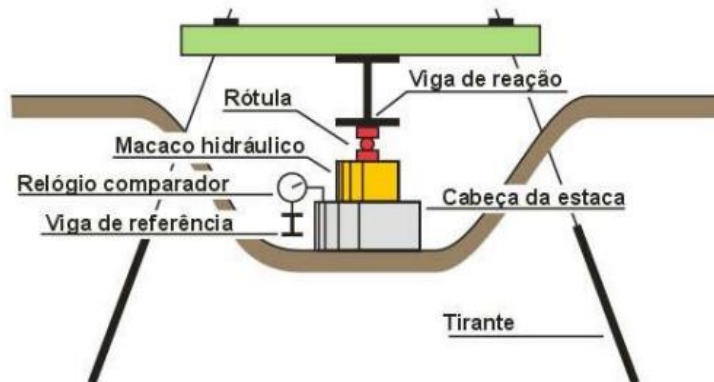


Figura 2.8 - Prova de carga com tirantes (Fonte: Neves,2004).

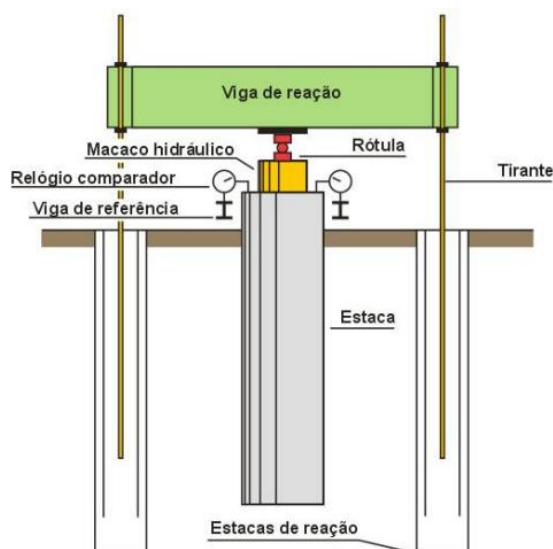


Figura 2.9 - Prova de carga com estacas de reação (Fonte: Neves,2004)

Existem dois tipos de ensaio, o tipo Lento e o tipo Rápido. As diferenças dos dois tipos de ensaio são apresentadas na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Principais diferenças entre as provas de carga estáticas do tipo lento e rápido (Fonte: Neves,2004)

	Ensaio Lento	Ensaio Rápido
Incrementos de carga	Máximo de 20% da carga admissível prevista	Máximo de 10% da carga admissível prevista
Tempo mínimo de cada estágio	30 min	5 min
Critério de final de estágio	Estabilização do sistema	Tempo
Duração aproximada do ensaio	1 dia	1 hora

A partir dos resultados do ensaio de prova de carga estática determina-se um gráfico de carga x recalque (ou tensão x recalque) conforme mostrado na Figura 2.10.

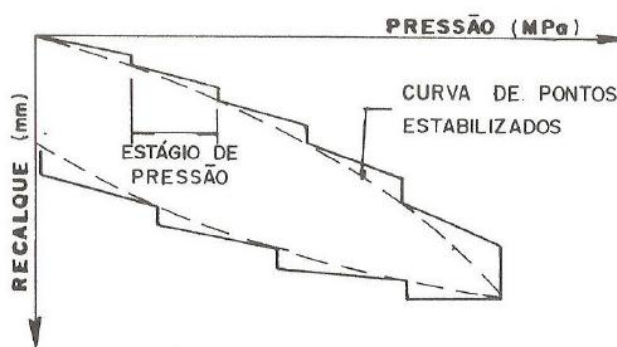


Figura 2.10 - Curva tensão x recalque obtida a partir de um ensaio de prova de carga .

Podem ocorrer dois tipos de ruptura do sistema estaca-solo, uma nítida e outra não. A ruptura nítida observa-se quando ocorre um aumento finito de carga ΔP e uma correspondente deformação infinita, como mostra o gráfico tensão x recalque da Figura 2.11.

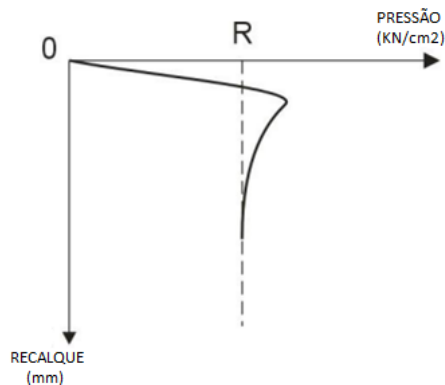


Figura 2.11 - Curva tensão x recalque com ruptura nítida(Fonte: Neves,2004)

Na maioria dos casos o ensaio de prova de carga estática não caracteriza uma ruptura nítida conforme mostra a Figura 2.12.

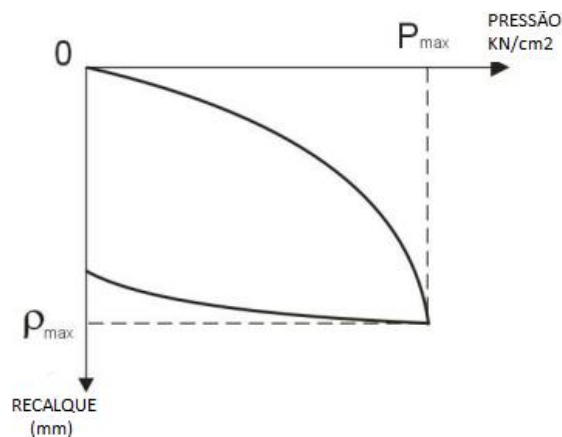


Figura 2.12 - Curva tensão x recalque com ruptura não nítida (Fonte: Neves,2004)

Nos casos onde o valor da carga de ruptura não fique bem definida, a curva carga x recalque poderá ser extrapolada. No Brasil um dos métodos de extrapolação mais utilizados é o método de Van der Veen (1953) que é descrito pela seguinte equação:

$$\sigma = \sigma_R(1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (2.9)$$

Onde:

σ e r = é um par qualquer de coordenadas da curva tensão x recalque;

σ_R = é a tensão de ruptura do solo

α = é um coeficiente que depende da forma da curva.

Para a determinação da tensão de ruptura (σ_R) testa-se vários valores de tensão de ruptura do solo até que se obtenha uma reta no gráfico semi-logarítmico – $\ln\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R}\right) \times r$, conforme mostra a Figura 2.13. A Figura 2.14 mostra uma curva pressão x recalque extrapolada.

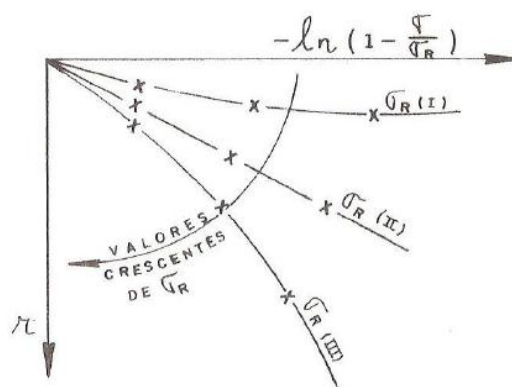


Figura 2.13 - Teste de valores (σ_R) para a obtenção de uma reta no gráfico semi-logarítmico – $\ln\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R}\right) \times r$ (Fonte: Alonso, 2009)

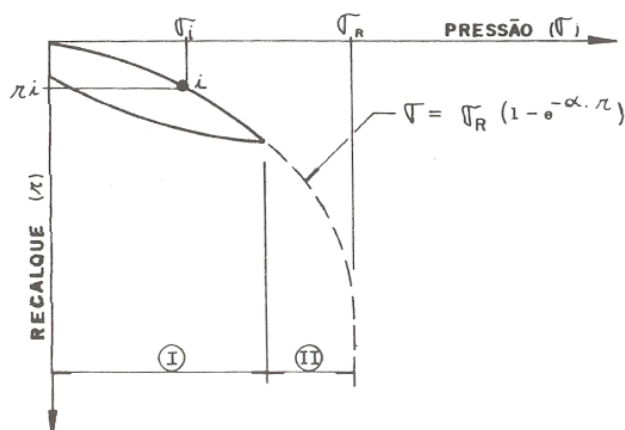


Figura 2.14 - Curva pressão x recalque extrapolada (Fonte: Alonso, 2009)

No gráfico acima o trecho I corresponde aos valores obtidos no ensaio de prova de carga e o trecho II corresponde a curva extrapolada e a definição da tensão de ruptura do solo.

Aoki (1976) propôs uma modificação na equação original de Van der Veen (1953), buscando um melhor ajuste com resultados de provas de carga realizadas no Brasil. A equação modificada inclui um coeficiente linear β , ficando com a seguinte forma:

$$\sigma = \sigma_R(1 - e^{-(\alpha.r+\beta)}) \quad (2.10)$$

2.3 – CONCEITOS ESTATÍSTICOS APLICADOS À ANÁLISE DE FUNDAÇÕES

2.3.1 - Metodologia Bayesiana de Análise de Dados

A metodologia Bayesiana de análise de dados consiste na aplicação de conceitos de probabilidade condicional, onde determina-se a probabilidade de ocorrência de um evento na condição da ocorrência de outro evento correlacionado com o primeiro (Ang & Tang, 1984).

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 Figura 2.15 . Então

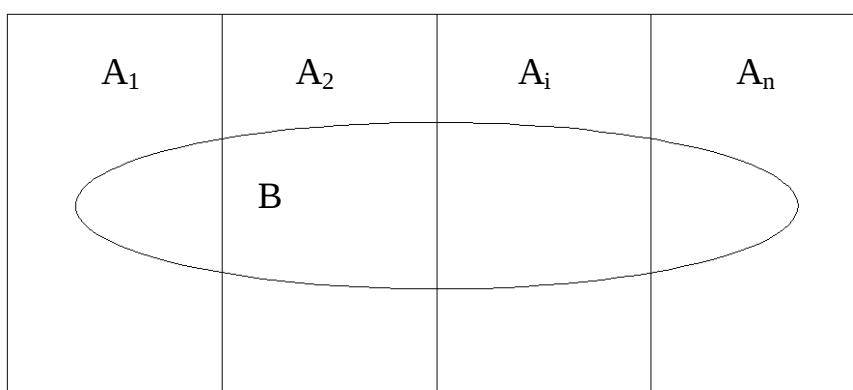


Figura 2.15 – Espaço amostral, com suas partições e B um evento qualquer deste espaço amostral

$$p(B) = \sum_{i=1}^n p(A_i) \cdot p(B/A_i) \quad (2.11)$$

A probabilidade $p(A_i)$ denominada de “a priori” do evento A_i e supondo que o evento B tenha ocorrido, é calculado 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.

$$p(A_i/B) = \frac{p(A_i \cap B)}{p(B)} \quad (2.12)$$

$$p(A_i \cap B) = p(B/A_i) \cdot p(A_i) \quad (2.13)$$

$$p(A_i/B) \cdot p(B) = p(B/A_i) \cdot p(A_i) \quad (2.14)$$

$$p(A_i/B) = \frac{p(B/A_i) \cdot p(A_i)}{p(B)} \quad (2.15)$$

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

O resultado é conhecido como Teorema de Bayes.

Onde:

$p(A_i/B)$ = probabilidade condicional de ocorrência do evento A_i , sabendo-se que o evento B ocorreu, também chamada de probabilidade posterior ou “a posteriori”;

$p(B/A_i)$ = 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);

$p(A_i)$ = probabilidade de ocorrência do evento $p(A_i)$, também chamada de probabilidade anterior ou “a priori”.

Alguns dos trabalhos pioneiros na aplicação do teorema de Bayes à análise probabilística da capacidade de carga de estacas são os de Guttormsen (1987), Lacasse e Goulois (1989) e Lacasse *et al.* (1991). Segundo a metodologia proposta por estes autores, a distribuição probabilística inicial da capacidade de carga, obtida por previsões subjetivas (distribuição “a priori”) pode ser combinada, através do teorema de Bayes, com observações objetivas obtidas durante a execução das estacas (“função de verossimilhança”), resultando

numa estimativa atualizada da capacidade de carga (distribuição “a posteriori”). Na Figura 2.16 são mostradas as três funções de probabilidade.

Devido à redução das incertezas no cálculo pela introdução de novas informações, a curva da distribuição “a posteriori” tende a apresentar sempre uma menor dispersão em relação às funções “a priori” e “verossimilhança”, característica da análise bayesiana de dados.

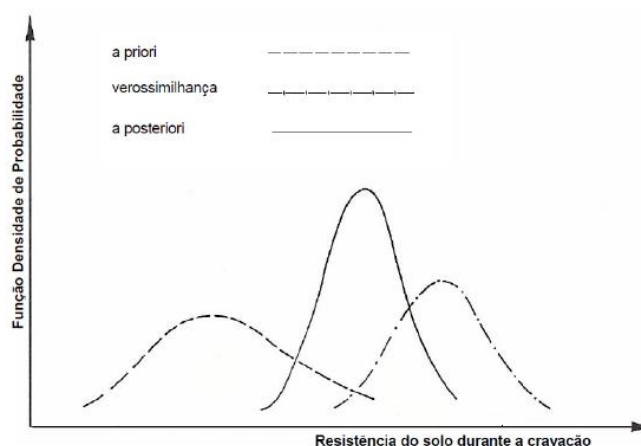


Figura 2.16 - Curvas a priori, verossimilhança e a posteriori (Fonte: Guttormsen, 1987, modificado por Cabral, 2008)

Guttormsen (1987) sugere que a distribuição “a priori” da capacidade de carga de estacas cravadas seja feita através de algum método (teórico ou semi-empírico) de previsão da capacidade de carga estática, aplicando às equações o processo de expansão em séries de Taylor de primeira ordem (também conhecido como método do Segundo Momento de Primeira Ordem ou “First Order Second Moment Method” - FOSM). Já no estudo da função de verossimilhança, Guttormsen (1987) sugere o uso da nega medida durante a cravação, associada à uma curva de cravabilidade construída a partir de análise por meio da teoria de propagação de ondas na estaca. O processo todo poderia ser aplicado individualmente, estaca por estaca.

Para o cálculo da distribuição atualizada da capacidade de carga das estacas, bem como da variância da distribuição “a posteriori”, foram apresentadas por Guttormsen (1987), Lacasse e Goulois (1989) e Lacasse *et al.* (1991) as seguintes equações:

$$\mu_Q = \frac{\sigma_Q^{2,L} \cdot \mu_Q^P + \sigma_Q^{2,P} \cdot \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad (2.17)$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2.L} \cdot \sigma_Q^{2.P}}{\sigma_Q^{2.L} + \sigma_Q^{2.P}} \quad (2.18)$$

onde:

μ_Q = valor esperado da distribuição atualizada da capacidade de carga (distribuição “a posteriori”);

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

μ_Q^P = valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada anteriormente à cravação (“distribuição à priori”);

$\sigma_Q^{2.P}$ = variância da distribuição da capacidade de carga calculada anteriormente à cravação (“distribuição à priori”);

μ_Q^L = valor esperado da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança);

$\sigma_Q^{2.L}$ = variância da distribuição da capacidade de carga calculada a partir de dados observados durante a cravação (função de verossimilhança);

As expressões (2.17) e (2.18) são válidas somente se a distribuição de probabilidade “a priori” e a função de verossimilhança forem ambas normais e independentes entre si.

Para a avaliação da qualidade e eficiência do resultado da atualização dos dados obtida pela função de verossimilhança, Guttormsen (1987) define um “indicador de falha” que representa a diferença entre a estimativa “a priori” e aquela obtida pela função de verossimilhança, normalizada em relação à raiz quadrada da soma da variância da estimativa “a priori” e da obtida pela função de verossimilhança. O indicador de falha é determinado pela seguinte expressão matemática:

$$D = \frac{\mu_Q^L - \mu_Q^P}{\sqrt{(\sigma_Q^{2.L} + \sigma_Q^{2.P})}} \quad (2.19)$$

A interpretação sugerida por Guttormsen (1987) a respeito do indicador de falha é a seguinte:

- um valor de D igual a zero indica que a estimativa “a priori” e a obtida da função de verossimilhança são iguais. A atualização, neste caso, somente influenciará (reduzirá) a variância da estimativa “a posteriori”.
- um pequeno valor de D (menor que $\pm 1,5$) indica uma atualização satisfatória da resistência oferecida durante a cravação.
- um valor positivo de D indica que a estimativa “a posteriori” será superior àquela obtida “a priori”.
- um valor negativo de D indica que a estimativa “a posteriori” será inferior àquela obtida “a priori”.

É interessante observar que uma atualização insatisfatória ocorre quando a distribuição “a priori” e a função de verossimilhança estão muito afastadas entre si, o que pode apontar um erro na previsão ou na observação do fenômeno estudado.

Alguns trabalhos brasileiros inspirados na metodologia proposta por Guttormsen (1987) são os de Cabral (2008), Magalhães (2011) e Amadori (2013).

2.3.2 - Método do Segundo Momento de Primeira Ordem

O método do Segundo Momento de Primeira Ordem ou “First Order Second Moment Method” (FOSM) é baseado na 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.

Considerando uma função de n variáveis aleatórias sem correlação $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$, 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 as médias das variáveis.

Interrompendo a série de Taylor após os termos de primeiro grau (uma aproximação de primeira ordem), o valor esperado e a variância de f podem ser estimados a partir do valor esperado e da variância das variáveis aleatórias, conforme as expressões abaixo:

$$E[f] \cong f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3, \dots, \bar{x}_n) \quad (2.20)$$

$$V[f] \cong \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 \cdot V[x_i] \right] \quad (2.21)$$

onde $\bar{x}_n = E[x_n]$ é o valor esperado ou média e $V[x_n]$ é a variância da variável aleatória x_n . Todas as derivadas são avaliadas para os valores médios de todas as variáveis aleatórias contidas em suas expressões.

2.3.3 - Efeito da variabilidade do N_{SPT} nas previsões pelos métodos de Aoki & Velloso e Decourt & Quaresma

Alves e Amadori (2012) apresentam uma aplicação do método FOSM (“First Order Second Moment”) nos métodos de previsão da capacidade de carga de Aoki & Velloso e Decourt & Quaresma, visando o conhecimento dos parâmetros estatísticos (média e variância) das distribuições “a priori” de capacidade de carga das estacas, uma vez estimada ou calculada a dispersão dos valores de N_{SPT} .

Para o método de Aoki & Velloso, admitindo-se que as variáveis aleatórias são os valores de N_{SPT} , e aplicando-se o método FOSM, podem-se obter as expressões para a média e a variância da resistência de ponta $Q_{b,n}$:

$$E[Q_{b,n}] = \bar{Q}_{b,n} = \frac{A_b \cdot k}{F_1} \cdot \bar{N}_{b,n} \quad (2.22)$$

$$(2.23)$$

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

Admitindo por hipótese que N_{n-1} , N_n e N_{n+1} são variáveis aleatórias estatisticamente independentes (hipótese esta que maximiza a incerteza, estando portanto a favor da segurança), pode-se escrever também:

$$E[N_{b,n}] = \bar{N}_{b,n} = \frac{\bar{N}_{n-1} + \bar{N}_n + \bar{N}_{n+1}}{3} \quad (2.24)$$

$$V[N_{b,n}] = \left(\frac{1}{3} \right)^2 (V[N_{n-1}] + V[N_n] + V[N_{n+1}]) \quad (2.25)$$

Para o cálculo da média e da variância da resistência lateral pela aplicação do método FOSM ao método de Aoki & Velloso, novamente admitindo-se que a variável aleatória é o valor de N_{SPT} , pode-se escrever:

$$E[\Delta Q_{s,i}] = \bar{\Delta Q}_{s,i} = \frac{U \cdot \Delta L_i \cdot \alpha \cdot k}{F2} \cdot \bar{N}_i \quad (2.26)$$

$$V[\Delta Q_{s,i}] = \left(\frac{U \cdot \Delta L_i \cdot \alpha \cdot k}{F2} \right)^2 \cdot V[N_i] \quad (2.27)$$

sendo $\bar{N}_i$ e $V[N_i]$, respectivamente o valor médio e a variância de todos os valores de N_{SPT} da camada i .

Aplicando-se agora o método FOSM ao método de Décourt & Quaresma e admitindo-se o valor de N_{SPT} como variável aleatória, tem-se as seguintes expressões para a média e variância da resistência de ponta $Q_{b,n}$:

$$E[Q_{b,n}] = \bar{Q}_{b,n} = A_b \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot \bar{N}_{b,n} \quad (2.28)$$

$$V[Q_{b,n}] = (A_b \cdot C_1 \cdot C_2)^2 \cdot V[N_{b,n}] \quad (2.29)$$

Quanto à resistência lateral, o método de Décourt & Quaresma calcula a resistência lateral total da estaca. Porém, um procedimento de cálculo muito frequente consiste em subdividir a estaca em n segmentos de igual comprimento ΔL (em geral igual a 1,0 metro, que é a distância entre as medidas de N_{SPT}). Assim:

$$L_n = n \cdot \Delta L \quad (2.30)$$

Portanto:

$$Q_{s,n} = 10 \cdot C_3 \cdot U \cdot n \cdot \Delta L \cdot \left[\frac{\sum_{j=1}^{n-2} (N_j)}{3 \cdot (n-2)} + 1 \right] \quad (2.31)$$

Ou:

$$Q_{s,n} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot n \cdot \Delta L}{3 \cdot (n-2)} \left[\sum_{j=1}^{n-2} (N_j) + 3 \cdot (n-2) \right] \quad (2.32)$$

Utilizando-se as regras dos somatórios, pode-se escrever:

$$3 \cdot (n-2) = \sum_{j=1}^{n-2} (3) \quad (2.33)$$

Substituindo-se na expressão anterior, obtém-se:

$$Q_{s,n} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot n \cdot \Delta L}{3 \cdot (n-2)} \cdot \left[\sum_{j=1}^{n-2} (N_j) + \sum_{j=1}^{n-2} (3) \right] \quad (2.34)$$

Ou ainda:

$$Q_{s,n} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot n \cdot \Delta L}{3 \cdot (n-2)} \cdot \sum_{j=1}^{n-2} (N_j + 3) \quad (2.35)$$

A equação anterior representa a capacidade de carga total por atrito lateral de uma estaca na profundidade n . É possível obter a capacidade de carga por atrito lateral caso a estaca tivesse um segmento a menos, ou seja, se ela tivesse sua ponta localizada na profundidade $n - 1$:

$$Q_{s,n-1} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot (n-1) \cdot \Delta L}{3 \cdot (n-3)} \cdot \sum_{j=1}^{n-3} (N_j + 3) \quad (2.36)$$

Assim, o acréscimo de capacidade de carga, por atrito lateral, ocorrido entre as profundidades $n - 1$ e n pode ser calculado:

$$\Delta Q_{s,n} = Q_{s,n} - Q_{s,n-1} \quad (2.37)$$

E portanto:

$$\Delta Q_{s,n} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \left[\frac{n}{(n-2)} \cdot \sum_{j=1}^{n-2} (N_j + 3) - \frac{(n-1)}{(n-3)} \cdot \sum_{j=1}^{n-3} (N_j + 3) \right] \quad (2.38)$$

Desenvolvendo a expressão, vem:

$$\Delta Q_{s,n} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \left[\frac{n}{(n-2)} \cdot \left((N_{n-2} + 3) + \sum_{j=1}^{n-3} (N_j + 3) \right) - \frac{(n-1)}{(n-3)} \cdot \sum_{j=1}^{n-3} (N_j + 3) \right] \quad (2.39)$$

$$\Delta Q_{s,n} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \left[\frac{n}{(n-2)} \cdot (N_{n-2} + 3) + \left(\frac{n}{(n-2)} - \frac{(n-1)}{(n-3)} \right) \cdot \sum_{j=1}^{n-3} (N_j + 3) \right]$$

(2.40)

$$\Delta Q_{s,n} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \left[\frac{n}{(n-2)} \cdot (N_{n-2} + 3) - \frac{2}{(n-2) \cdot (n-3)} \cdot \sum_{j=1}^{n-3} (N_j + 3) \right]$$

(2.41)

A equação anterior pode ser generalizada para qualquer segmento i da estaca, da seguinte forma:

$$\Delta Q_{s,i} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \left[\frac{i}{(i-2)} \cdot (N_{i-2} + 3) - \frac{2}{(i-2) \cdot (i-3)} \cdot \sum_{j=1}^{i-3} (N_j + 3) \right]$$

(2.42)

Segundo Alves e Amadori (2012), os resultados expressos pela Equação 2.37 demonstram que o cálculo de capacidade por atrito lateral, através do método de Décourt & Quaresma, pode ser realizado de forma cumulativa, aos moldes do procedimento adotado por Aoki & Velloso.

Admitindo-se que a variável aleatória é o valor de N_{SPT} , e aplicando-se o método FOSM, podem-se obter as expressões para a média e a variância de $\Delta Q_{s,i}$:

$$E[\Delta Q_{s,i}] = \overline{\Delta Q_{s,i}} = \frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \left[\frac{i}{(i-2)} \cdot (\bar{N}_{i-2} + 3) - \frac{2}{(i-2) \cdot (i-3)} \cdot \sum_{j=1}^{i-3} (\bar{N}_j + 3) \right]$$

(2.43)

$$V[\Delta Q_{s,i}] = \left(\frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \frac{i}{(i-2)} \right)^2 \cdot V[N_{i-2}] + \sum_{j=1}^{i-3} \left[\left(\frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \cdot \frac{2}{(i-2) \cdot (i-3)} \right)^2 V[N_j] \right] \quad (2.44)$$

O segundo termo da equação acima, formado por um somatório, tende a zero à medida que o valor de i aumenta, ou seja, à medida que se tomam trechos mais profundos da estaca para o cálculo de $\Delta Q_{s,i}$. Se este termo for desprezado:

$$V[\Delta Q_{s,i}] \cong \left(\frac{10 \cdot C_3 \cdot U \cdot \Delta L}{3} \frac{i}{(i-2)} \right)^2 \cdot V[N_{i-2}] \quad (2.45)$$

2.3.4 – Testes de aderência estatística

Diversos tipos de análises estatísticas dependem da possibilidade de representação da distribuição de frequência dos dados amostrais disponíveis, através de uma distribuição teórica de probabilidades. Os chamados testes de aderência (ou testes de qualidade de ajuste) definem critérios para avaliar se uma dada distribuição de probabilidades tem um bom ajuste (ou um ajuste aceitável) aos dados amostrais.

Dada uma amostra aleatória de tamanho N , observada de uma variável aleatória X , e uma dada distribuição teórica f , o objetivo formal é testar a chamada hipótese nula H_0 (X tem distribuição f), em comparação com a hipótese alternativa H_1 (X não tem distribuição f). Em geral, a metodologia baseia-se na construção de uma função com os dados amostrais, comparando-a com a distribuição teórica de acordo com alguma métrica e considerando um nível de significância pré-estabelecido.

Os testes variam de acordo com a função amostral construída e da métrica utilizada para comparação. Dois dos testes mais comumente utilizados são o teste do Chi-quadrado (χ^2), em princípio aplicável apenas para distribuições discretas de probabilidade, e o

teste de Kolmogorov-Smirnov (adotado neste trabalho), aplicável apenas para distribuições contínuas de probabilidade (Massey, 1951).

De acordo com o método de Kolmogorov-Smirnov, a distribuição teórica acumulada é representada pela função $F_o(x)$ e a distribuição de frequências dos valores amostrais $S_N(x)$. A distribuição $S_N(x)$ é representada matematicamente da seguinte forma:

$$S_N(x) = \frac{i}{N} \quad (2.46)$$

onde N é o número total de observações e i é o número de observações menores ou iguais a x . Como H_0 supõe que a amostra tenha sido obtida da distribuição $f_o(x)$, é razoável 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 toma a máxima distância vertical D_{max} (em módulo) entre a curva da distribuição acumulada teórica e a curva da distribuição acumulada dos dados amostrais (Figura 2.17):

$$D_{max} = |F_o(x) - S_N(x)| \quad (2.47)$$

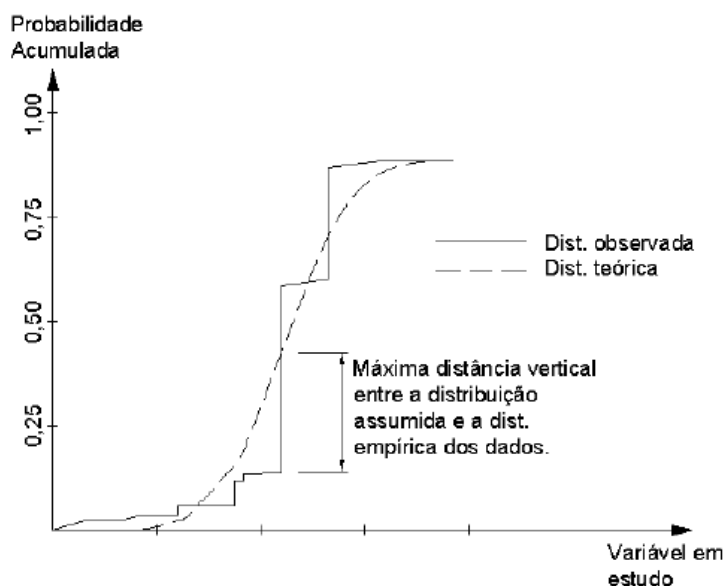


Figura 2.17 - Teste de Kolmogorov-Smirnov

O teste especifica que a hipótese nula H_0 não pode ser aceita, a um nível de significância α , se $D_{max} > D_{crit}$, onde o valor crítico D_{crit} pode ser calculado da seguinte forma:

$$P[D_{max} \leq D_{crit}] = 1 - \alpha \quad (2.48)$$

Para amostras com tamanho N maior do que 35, os valores de D_{crit} , de acordo com o nível de significância adotado, são aqueles mostrados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Valores de D_{crit} conforme nível de significância e tamanho da amostra (N)

α	0,20	0,15	0,10	0,05	0,01
D_{crit}	$\frac{1,07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,14}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N}}$

2.3.5 - Confiabilidade em Fundações

A análise do resultado de um experimento pode ser realizada tanto de forma determinística como probabilística. O resultado determinístico se concentra em um único valor, o que torna o resultado encontrado difícil de ser igual ou próximo ao valor real. Desta forma a análise determinística deve ser realizada quando as variáveis aleatórias possuem pequena dispersão. Nos casos onde ocorrerem significativa variabilidade no fenômeno em estudo, a análise determinística não mais apresenta resultados reais, devendo-se fazer uma análise probabilística.

Segundo Lacasse e Nadim (1994), o comportamento de uma fundação não pode ser previsto com exatidão devido a diversos fatores que são difíceis de serem mensurados com precisão, tais como as variações espaciais das propriedades do solo, investigação limitada do subsolo, limitação nos modelos de cálculo, incerteza nos parâmetros do solo e incertezas nas cargas atuantes. Desta forma, existem incertezas associadas tanto à capacidade de carga da fundação (as reações), como das ações ou carregamentos atuando sobre a fundação.

Considerando a capacidade de carga e a solicitação (demanda) como variáveis aleatórias, com suas incertezas (dispersões), além dos fatores de segurança determinados pela

norma, pode-se estimar um índice de confiabilidade, relacionado a uma probabilidade de ruína (Ang e Tang, 1984, Harr, 1987).

Como as incertezas associadas ao projeto e execução da fundação são muitas, o risco de ruína está sempre presente, sendo impossível considerar este igual a zero, mesmo que tenha-se adotado um coeficiente de segurança alto. Assim, é sempre recomendável a determinação da probabilidade de ruína, além do coeficiente de segurança tradicional (Cintra e Aoki, 2010).

a) Probabilidade de Ruína

Nos projetos correntes no Brasil, normalmente define-se um coeficiente de segurança global para estimativa da carga admissível da fundação. Este coeficiente depende do tipo de fundação e da realização ou não de provas de carga e do número de provas de carga realizadas, de acordo com o prescrito na norma brasileira NBR 6122 (2010).

Segundo Santos (2008), os fatores de segurança globais não possuem uma relação biunívoca com a segurança propriamente dita, pois fatores de segurança iguais podem resultar em seguranças (medidas pelas probabilidades de ruína) distintas. A Figura 2.18 mostra a insuficiência conceitual dos coeficientes de segurança, onde um coeficiente de segurança maior pode estar associado a uma probabilidade de ruína maior que um coeficiente de segurança menor.

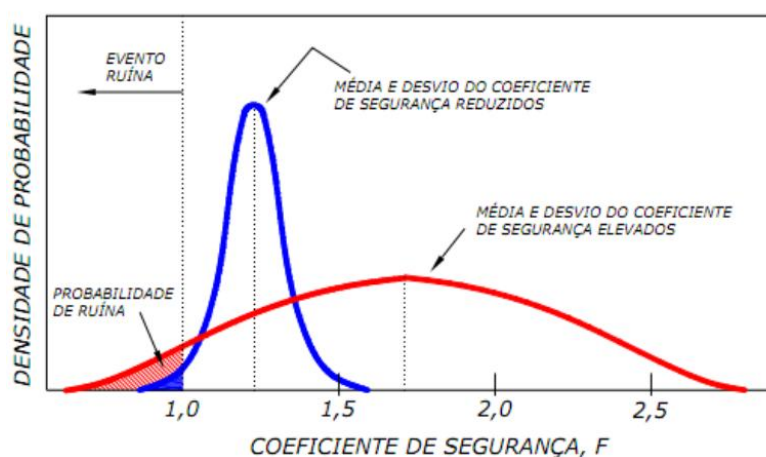


Figura 2.18 - Coeficiente de segurança x segurança (Fonte: Lacasse e Goulois, 1989, adaptado por Santos, 2008)

Os métodos probabilísticos vêm eliminar a distância entre os coeficientes de segurança e a segurança propriamente dita. Hachich (1978) (apud Santos, 2008) afirma que as estruturas estão associadas a uma probabilidade de ruína que deve ser considerada pelo engenheiro.

Da mesma forma, considerando que o coeficiente de segurança é aplicado para a determinação de uma carga admissível (sempre suposta maior que as cargas solicitantes), observa-se na Figura 2.19 que, devido à dispersão dos valores em torno do valor médio, tanto dos valores de solicitação como dos valores de resistência, à direita do ponto “C” os valores de resistência são menores que os solicitantes provocando a ruína da estrutura. A probabilidade de ruína (P_f) é proporcional à área abaixo da distribuição de resistências à esquerda do ponto C, e abaixo da distribuição das solicitações à direita do mesmo ponto.

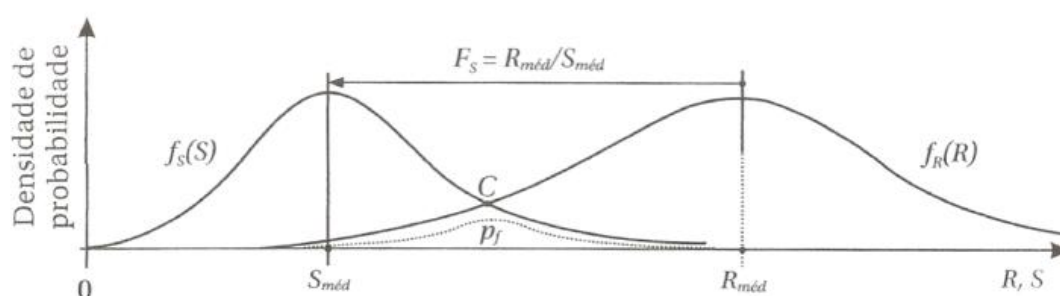


Figura 2.19 - Distribuição de probabilidade das cargas resistentes e solicitantes (Fonte: Cintra e Aoki, 2010)

b) Índice de Confiabilidade

O índice de confiabilidade traduz a probabilidade de ruína da estrutura, mostrando de forma direta as incertezas provenientes dos dados da análise. Observa-se que o gráfico mostrado na Figura 2.19, a área abaixo do ponto “C”, à esquerda e direita representa a probabilidade de ruína que aumenta na razão inversa ao índice de confiabilidade.

Segundo Aoki (2002), o índice de confiabilidade está associado à posição relativa entre as distribuições das resistências e das solicitações e às suas respectivas dispersões. Considerando ambas as distribuições normais, o índice de confiabilidade é calculado pela equação abaixo:

$$\beta = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \cdot \rho \cdot \sigma_R \cdot \sigma_S}} \quad (2.49)$$

Onde:

β = índice de confiabilidade da estrutura;

R_m = média da distribuição das resistências;

S_m = média da distribuição das solicitações;

σ_S^2 = variância da distribuição das solicitações;

σ_R^2 = variância da distribuição das resistências.

σ_R = desvio padrão da distribuição das resistências.

σ_S = desvio padrão da distribuição das solicitações

ρ = coeficiente de correlação entre solicitação e resistência

Na condição das variáveis aleatórias (resistências e solicitações) serem estatisticamente independentes, o coeficiente de correlação entre eles é igual a zero, resultado na equação abaixo:

$$\beta = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.50)$$

Caso as distribuições das resistências e das solicitações sejam normais, o índice de confiabilidade está relacionado com a probabilidade de ruína através da expressão abaixo, onde Φ é a função de distribuição acumulada normal padrão.

$$P_F = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.51)$$

A probabilidade de ruína apresenta valores muito reduzidos e apresentados na forma da proporção $1/N$, onde “N” representa o número de eventos. A correlação entre o índice de confiabilidade e o valor de N é mostrado na Figura 2.20.

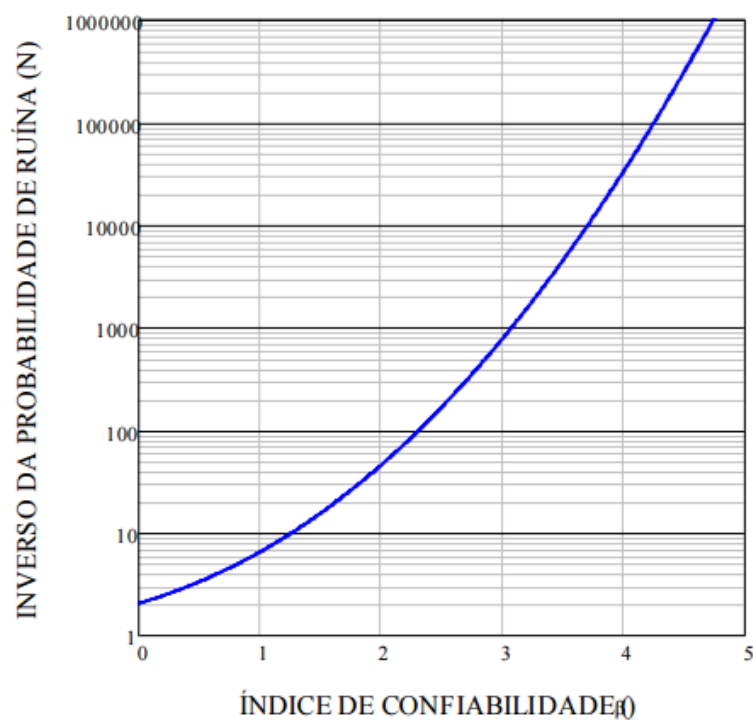


Figura 2.20 - Inverso de probabilidade de ruína (N) x índice de confiabilidade (β)

(Fonte: Cintra e Aoki, 2010)

Na área da engenharia de fundações, são geralmente considerados aceitáveis valores de índice de confiabilidade superiores a 3,09, que conduzem a probabilidades de ruína inferiores a 1/1000 eventos (Aoki, 2002).

3 - DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES DAS CARGAS SOLICITANTES

3.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo apresentará os valores das cargas características máximas solicitantes em cada estaca do cais 1 do Estaleiro Honório Bicalho. As cargas características axiais máximas foram determinadas pelas combinações ponderadas das solicitações relativas a ação do vento, correntes, atracação, sobrecargas acidentais e peso próprio, e constam na memória de cálculo do projeto estrutural.

3.2 - CARGAS AXIAIS SOLICITANTES CARACTERÍSTICAS POR ESTACA

O cais de atracação é dividido em 5 plataformas, possuindo a plataforma Load in/ Load out, 118 estacas, a plataforma de Ligação 01, 59 estacas, a plataforma de Montagem 01, 69 estacas, a plataforma de Ligação 02, 39 estacas e a plataforma de Montagem 02, 69 estacas. Os valores das cargas características máximas (F_k) estão relacionadas no excerto da Memória de Cálculo de Estaqueamento, apresentado no Anexo A.

Como forma de simplificação e devido à grande dispersão dos dados, foram excluídas as cargas de menor valor, buscando-se desta forma, uma melhor aproximação à distribuição normal. Esta alteração na composição das cargas aumentou o valor das médias, estando portanto à favor da segurança.

Com os dados de cada plataforma foram construídos os histogramas e realizados testes de aderência estatística, com o auxílio do programa computacional ARENA (Arena, 2015). O teste de aderência foi realizado adotando-se o método de Kolmogorov-Smirnov, considerando um nível de significância igual a 5%.

As Tabelas 3.1 a 3.5 mostram os valores dos testes de aderência estatística para as diversas curvas de distribuição testadas, determinando a que mais se aproxima da curva

teórica. As Figuras 3.1 a 3.5 ilustram os histogramas e as curvas de distribuição normal de cada plataforma.

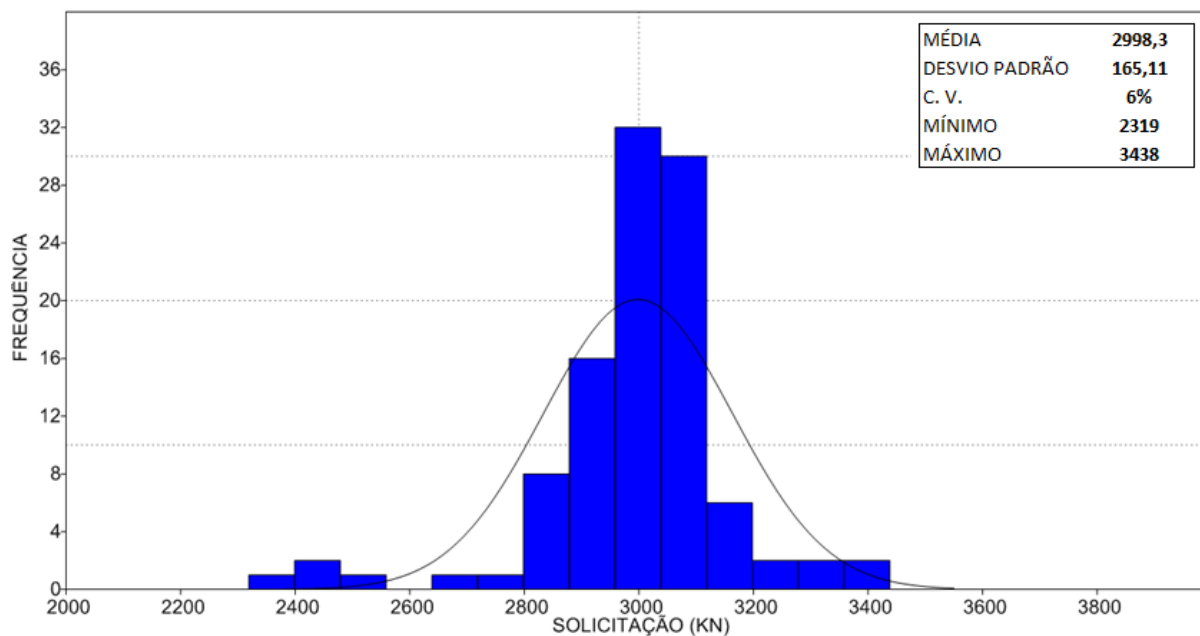


Figura 3.1- Histograma da distribuição das cargas solicitantes características da plataforma Load In/Out

Tabela 3.1 - Teste de aderência das cargas solicitantes características da plataforma Load In/Out

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				D _{máx.}	D _{crit.} ($\alpha=5\%$)
104	Solicitações	14	Normal	0,161	0,133
			Beta	0,163	
			Weibull	0,249	
			Triangular	0,285	
			Gamma	0,324	
			Erlang	0,335	
			Uniform	0,381	
			Lognormal	0,387	
			Exponential	0,45	

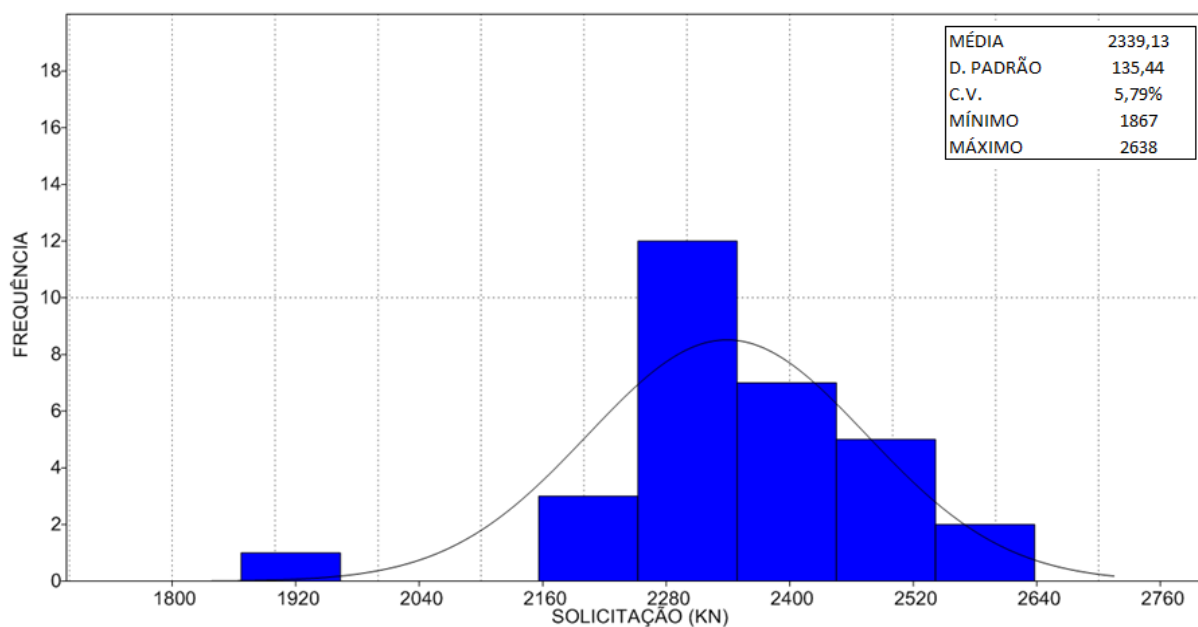


Figura 3.2 - Histograma da distribuição das cargas solicitantes características da plataforma de Ligação 01

Tabela 3.2 - Teste de aderência das cargas solicitantes características da plataforma de Ligação 01

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				D _{máx.}	D _{crit.} ($\alpha=5\%$)
40	Solicitações	8	Triangular	0,223	0,215
			Normal	0,232	
			Beta	0,239	
			Uniform	0,299	
			Lognormal	0,36	
			Erlang	0,378	
			Exponential	0,378	
			Weibull	0,382	
			Gamma	0,416	

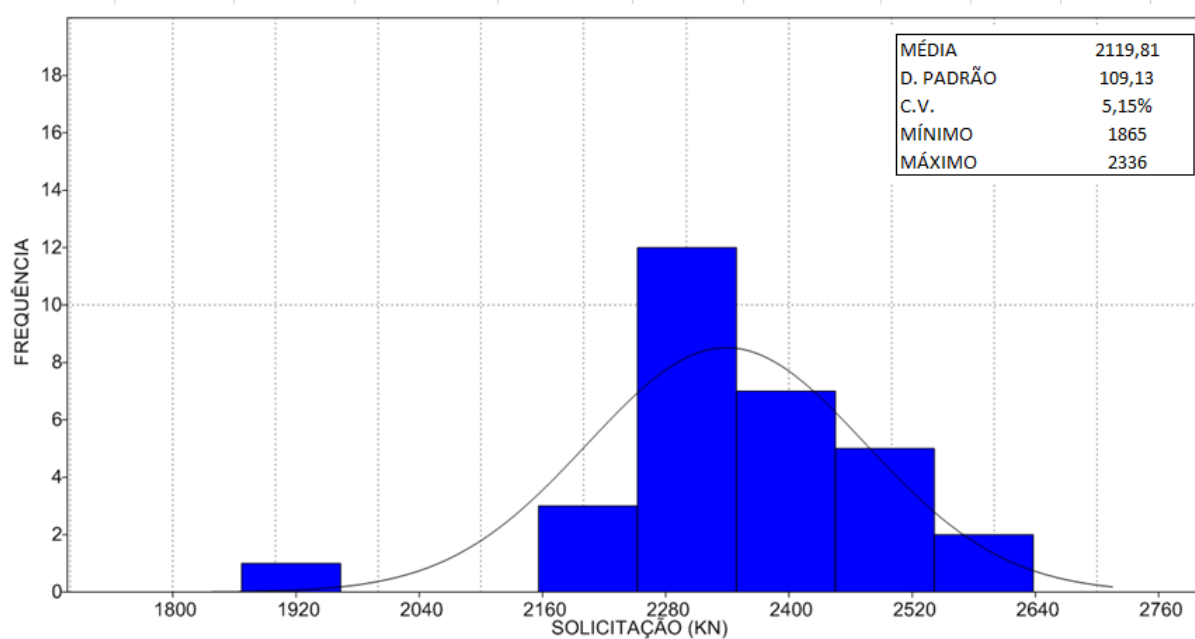


Figura 3.3 - Histograma da distribuição das cargas solicitantes características da plataforma de Montagem 01

Tabela 3.3 - Teste de aderência das cargas solicitantes características da plataforma de Montagem 01

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				D _{máx.}	D _{crit.} ($\alpha=5\%$)
64	Solicitações	8	Triangular	0,088	0,170
			Beta	0,095	
			Normal	0,118	
			Weibull	0,146	
			Uniform	0,151	
			Erlang	0,182	
			Gamma	0,205	
			Exponential	0,271	
			Lognormal	0,3	

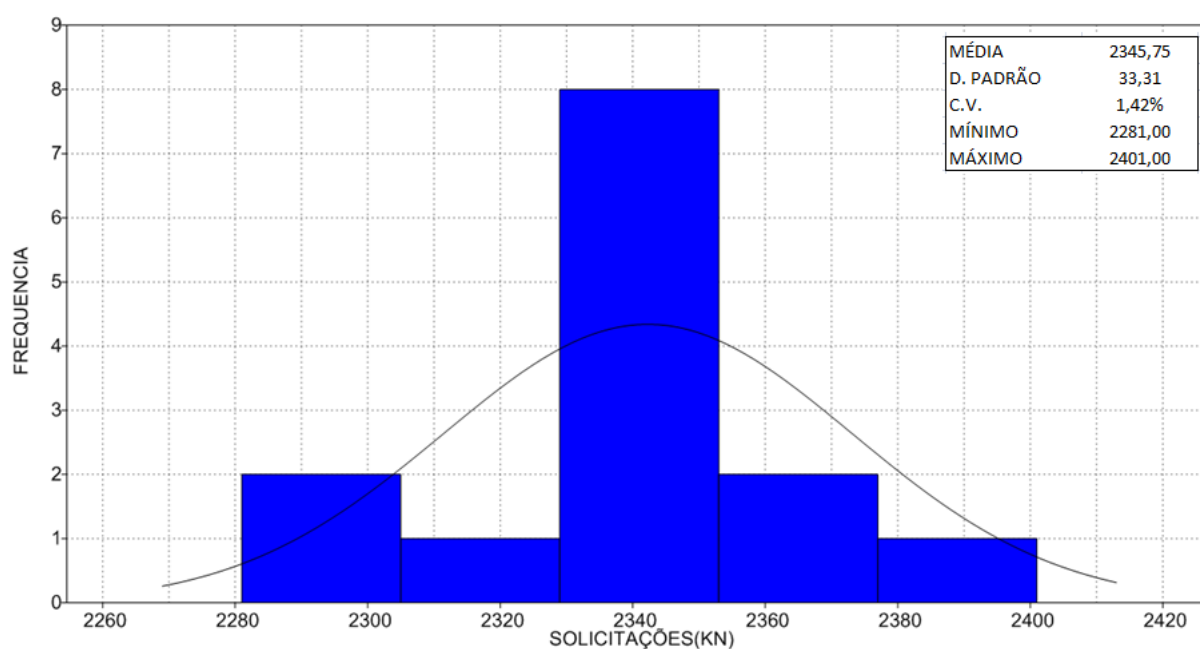


Figura 3.4 - Histograma da distribuição das cargas solicitantes características da plataforma de Ligação 02

Tabela 3.4 - Teste de aderência das cargas solicitantes características da plataforma de Ligação 02

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				D _{máx.}	D _{crit.} ($\alpha=5\%$)
14	Solicitações	5	Beta	0,247	0,363
			Normal	0,257	
			Uniform	0,264	
			Triangular	0,281	
			Exponential	0,374	
			Erlang	0,374	
			Weibull	0,377	
			Lognormal	0,399	
			Lognormal	0,399	

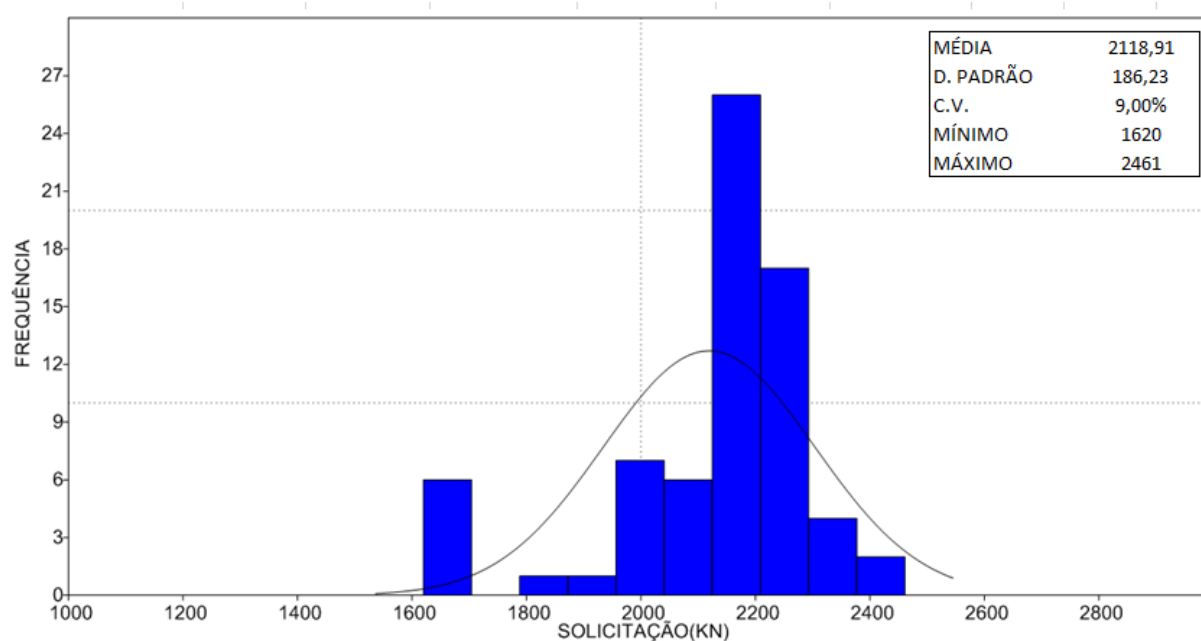


Figura 3.5 - Histograma da distribuição das cargas solicitantes características da plataforma de Montagem 02

Tabela 3.5 - Teste de aderência das cargas solicitantes características da plataforma de Montagem 02

N° OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				D _{máx.}	D _{crit.} ($\alpha=5\%$)
70	Solicitações	8	Triangular	0,183	0,163
			Beta	0,199	
			Normal	0,233	
			Uniform	0,321	
			Weibull	0,321	
			Gamma	0,348	
			Exponential	0,393	
			Erlang	0,393	
			Lognormal	0,398	

Analisando os resultados dos testes de aderência, observa-se que nas plataformas de Load in/load out, Ligação 1 e Montagem 2 a distribuição normal não atende rigorosamente ao critério de ajuste do teste de Kolmogorov-Smirnov. Porém, a diferença entre o desvio máximo D_{max} e o valor limite D_{crit} é muito pequena, estando a distribuição normal sempre entre as distribuições de melhor ajuste aos dados.

Na Tabela 3.6 são mostrados os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação de cada plataforma.

Tabela 3.6 - Quadro resumo de médias, desvio padrão, coeficiente de variação e carga característica de valor máximo de cada plataforma

PLATAFORMA	Nº ESTACAS	MÉDIA (kN)	DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)	VALOR MÁXIMO (kN)
Load In/Out	104	2998,30	165,11	5,51	3438
Ligação 01	40	2339,00	135,44	5,79	2638
Montagem 01	64	2119,81	109,13	5,15	2336
Ligação 02	14	2345,75	33,31	1,42	2401
Montagem 02	70	2118,91	186,23	9,00	2461

3.3 – REAVALIAÇÃO DA DISPERSÃO DAS CARGAS AXIAIS CARACTERÍSTICAS EM FUNÇÃO DA NATUREZA DO CARREGAMENTO APLICADO SOBRE O CAIS

Os desvios-padrão e os coeficientes de variação mostrados na Tabela 3.6 são oriundos exclusivamente da variabilidade espacial (posição) das estacas. Portanto, não levam em conta possíveis variabilidades na magnitude e frequência dos carregamentos impostos sobre o cais.

Na busca de uma descrição mais realista para a variabilidade das cargas, optou-se neste trabalho por representar as cargas características F_k aplicadas sobre cada estaca, indicadas no memorial de cálculo, pela soma entre uma parcela permanente G_k e uma parcela variável Q_k :

$$F_k = G_k + Q_k \quad (3.1)$$

A razão entre a parcela permanente G_k e a parcela variável Q_k varia em relação ao tipo de estrutura e é representada pela seguinte expressão matemática:

$$r = \frac{G_k}{G_k + Q_k} \quad (3.2)$$

Solucionando o sistema de equações formado pelas equações 3.1 e 3.2 resulta as seguintes expressões matemáticas:

$$Q_k = F_k - G_k \quad (3.3)$$

$$Q_k = \frac{G_k(1 - r)}{r} \quad (3.4)$$

Igualando as equações 3.3 e 3.4 resulta:

$$G_k = F_k \cdot r \quad (3.5)$$

$$Q_k = F_k(1 - r) \quad (3.6)$$

Para obras portuárias a razão entre a parcela das solicitações permanentes e as parcelas variáveis (r) é de 0,50 e substituindo o valor nas equações 3.5 e 3.6, são determinados os valores das parcelas permanentes e variáveis de cada estaca bem como suas médias de cada plataforma, sendo a média total a soma das médias das duas parcelas.

$$\mu_{F_k} = \mu_{G_k} + \mu_{Q_k} \quad (3.7)$$

Para o cálculo dos desvios-padrão, neste trabalho, baseado na literatura técnica existente, foram adotados coeficientes de variação para a parcela das solicitações permanentes da ordem de 10% e para a parcela das solicitações variáveis na ordem de 35% e admitindo-se que as duas parcelas das solicitações sejam normais e independentes, foram determinados os desvios padrões de cada plataforma pela expressão matemática abaixo descrita.

$$\sigma_{F_k} = \sqrt{\sigma_{G_k}^2 + \sigma_{Q_k}^2}$$

Na Tabela 3.7 são mostrados os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação resultantes de cada plataforma.

Tabela 3.7 - Quadro resumo de médias, desvio padrão, coeficiente de variação e carga característica de valor máximo de cada plataforma após reavaliação das dispersões das cargas

PLATAFORMA	Nº ESTACAS	MÉDIA (kN)	DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)	VALOR MÁXIMO (kN)
Load In/Out	104	2998,30	545,7	18	3438
Ligação 01	40	2339,00	425,7	18	2638
Montagem 01	64	2119,81	385,8	18	2336
Ligação 02	14	2345,75	422,1	18	2401
Montagem 02	70	2118,91	385,6	18	2461

4- ESTIMATIVA “A PRIORI”

4.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo apresentará o método de cálculo para a determinação da previsão da capacidade de carga das estacas, bem como os parâmetros das distribuições “a priori”.

4.2 - CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO

Para a previsão de capacidade de carga das fundações do cais 01 do Estaleiro Honório Bicalho, foram realizados ensaios de campo do tipo SPT (Standard Penetration Test) em 5 pontos, resultando nos valores da Tabela 4.1. Para efeito de estimativa de capacidade de carga, os valores de N_{SPT} foram limitados a um máximo de 50 golpes conforme exigência dos métodos semi empíricos, descritos no item 2.1.2. Os furos de sondagem chegaram à elevação de -45 metros, considerando o nível da água como elevação zero, e foram identificados como SP19 executado na área correspondente à Plataforma de Load In/Out, o SP14 executado na área correspondente à plataforma de Ligação 1, o SP20 executado na área correspondente à plataforma de Montagem 1, o SP01 executado na área correspondente à plataforma de Ligação 2 e o SP21 executado na área correspondente à plataforma de Montagem 2, conforme ilustra a Figura 4.1. Os relatórios de sondagem encontram-se no Anexo B.

Tabela 4.1- Valores do N_{SPT} dos furos de sondagem

Elevação (m)	Load In/ Out	Ligação 1	Montagem 1	Ligação 2	Montagem 2
	SP.19 (n° de golpes)	SP.14 (n° de golpes)	SP.20 (n° de golpes)	SP.01 (n° de golpes)	SP.21 (n° de golpes)
0 a -11	0	0	0	0	0
-12	13	21	20	21	21
-13	14	17	20	17	20
-14	8	6	6	4	6
-15	7	10	4	4	4
-16	9	11	4	4	4
-17	17	16	12	7	12
-18	11	17	9	8	5
-19	9	17	10	10	9
-20	9	7	5	4	8
-21	6	9	4	4	4
-22	17	6	4	4	4
-23	19	4	4	4	5
-24	9	8	4	4	4
-25	15	10	3	4	4
-26	7	8	3	3	4
-27	7	4	4	4	6
-28	4	4	4	4	4
-29	5	4	4	2	4
-30	6	5	3	1	3
-31	6	5	22	23	2
-32	8	6	23	22	6
-33	44	50	21	22	23
-34	38	40	39	42	25
-35	43	25	47	50	50
-36	50	36	6	6	50
-37	8	6	10	6	8
-38	24	46	50	50	40
-39	28	24	38	50	41
-40	27	27	50	49	50
-41	45	50	50	50	39
-42	50	48	50	50	50
-43	50	50	50	50	50
-44	50	50	50		50



Figura 4.1 - Posicionamento dos furos dos ensaios SPT (Fonte: Estasul, 2011)

Com os resultados obtidos no ensaio de SPT e informados através dos relatórios de sondagem em anexo, foi possível a determinação do perfil das camadas de solo, conforme ilustra a Figura 4.2.

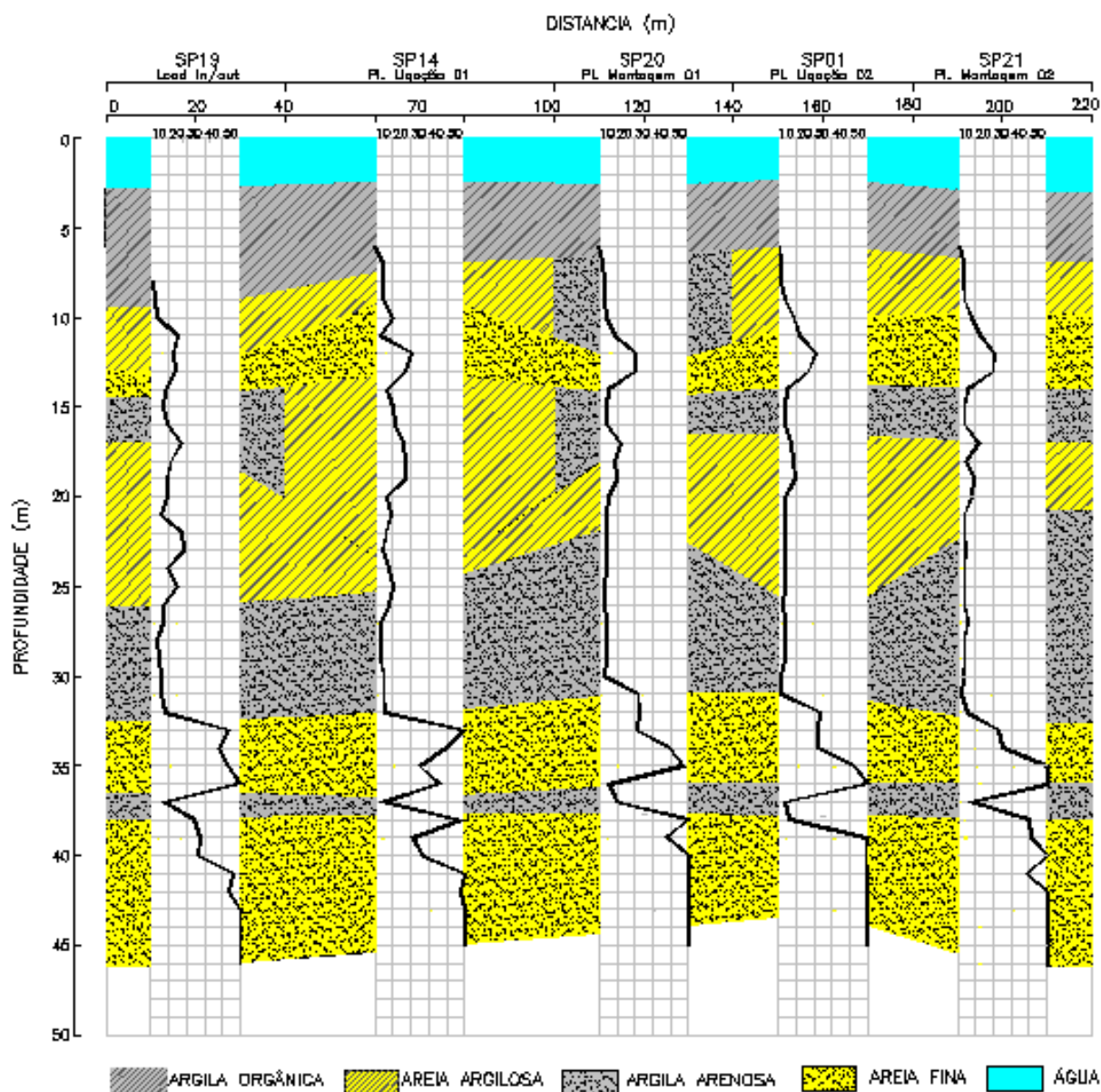


Figura 4.2- Perfil estratigráfico do solo

Observando-se o perfil estratigráfico, verifica-se que até a profundidade de aproximadamente 31,0 metros o solo possui baixa resistência. A partir daí, observa-se uma camada de areia fina a média, muito compacta, de maior resistência, que se estende até profundidades em torno de 36,0 metros. Esta camada é seguida de uma camada pouco espessa de argila com areia fina de compactidade média, de baixa resistência, entre as profundidades de 36,0 metros e 38,0 metros. Finalmente, surge a partir de profundidades em torno de 38,0 metros uma camada de areia graduada de compacta a muito compacta, de maior resistência, que se estende até a profundidade final das sondagens (em torno de 45,0 metros).

Conforme o projeto de fundações do Cais 01, foi especificada para o assentamento das estacas a profundidade máxima de 35,0 metros, correspondente ao trecho inferior da camada de areia fina a média, muito compacta.

4.3 - CONDIÇÃO DE EMBUCHAMENTO DAS ESTACAS

Na cravação de estacas vazadas com ponta aberta, podem ocorrer duas condições de comportamento do sistema estaca-solo. Uma quando o solo, durante a cravação, se solidariza junto à ponta da estaca, formando assim uma bucha que funciona como se a estaca tivesse fechada, mobilizando desta forma uma resistência de ponta correspondente à área cheia da estaca. A estaca nessa condição é denominada de “estaca embuchada”.

Na outra condição possível, durante a cravação o solo penetra no interior da estaca através da ponta aberta, preenchendo o volume interno da estaca, gerando assim algum atrito entre o solo e parede interna da estaca. A resistência de ponta, nesse caso, é mobilizada apenas pela área anelar de concreto ou aço. A estaca nessa condição é denominada de “estaca não-embuchada”. As Figuras 4.3 e 4.4 ilustram as situações de estaca embuchada e não embuchada, respectivamente.

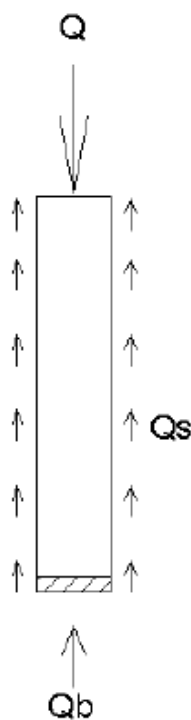


Figura 4.3-Resistência mobilizada na condição de embuchamento da estaca (Fonte: Amadori, 2013)

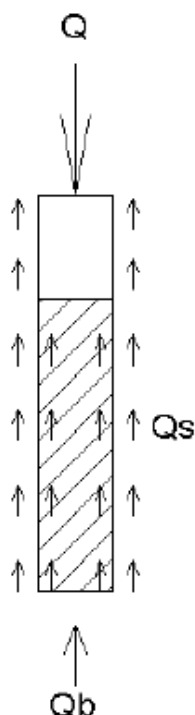


Figura 4.4- Resistência mobilizada na condição de não-embuchamento da estaca (Fonte: Amadori, 2013)

Fagundes (2007) observou que as estacas vazadas, executadas no cais do Terminal de Containers (TECON) se comportavam como não embuchadas, penetrando o solo no interior da estaca em média 26,00 metros acima da ponta. Também Alves e Dias (2012) observam que as capacidades de carga para a condição não-embuchada, em estacas vazadas de grande diâmetro cravadas na região do Superporto de Rio Grande, geralmente são inferiores aos valores correspondentes à condição embuchada, o que aponta para a tendência de não-embuchamento das estacas. Desta forma adotou-se a hipótese de não-embuchamento das estacas na previsão de capacidade de carga.

Admitiu-se também por hipótese uma coluna interna de solo com topo na cota - 10,00 metros, o que corresponde a um deslocamento (arrasto) da coluna interna de solo da ordem de 1,0 metro. Considerou-se também uma redução no atrito interno da estaca em relação ao atrito externo, da ordem de 60%. Esta redução tende a ocorrer em função das deformações e amolgamento que ocorrem no solo durante sua penetração na estaca. Em relação à resistência de ponta, foi considerada apenas a área anelar das estacas. Também foi admitido que as espessuras das camadas de solo presentes na área externa da estaca permaneceram na mesma posição internamente à estaca.

4.4 – POSSÍVEIS FONTES DE VARIABILIDADE NO ENSAIO SPT

O ensaio do tipo SPT, apesar de sua simplicidade, pode apresentar uma variabilidade (incerteza) em seus resultados, proveniente de fatores como a heterogeneidade típica do subsolo (variabilidade espacial), o estado de conservação dos equipamentos utilizados no ensaio, a influência do operador, o rigorismo em relação ao controle da altura de queda do martelo durante o ensaio, o atendimento à norma de execução do ensaio, dentre outros.

Um dos fatores que pode introduzir incertezas no resultado do ensaio é a eficiência do golpe. Segundo Hachich (1999), a eficiência do ensaio pode ser determinada pela razão entre a energia transmitida ao amostrador e a energia potencial teórica do ensaio. No Brasil, tipicamente a eficiência média fica em torno de 70%, mas este valor pode variar conforme o rigor e padronização do ensaio.

Devido à variabilidade existente no ensaio, os resultados em termos de N_{SPT} também apresentarão uma certa incerteza, que se traduzirá em incerteza em qualquer quantidade calculada a partir dos valores de N_{SPT} . No estudo em questão, é importante a incerteza relacionada à previsão de capacidade de carga das estacas.

Em caso de existência de um número razoavelmente grande de sondagens, a variabilidade (espacial) dos valores de N_{SPT} poderia ser avaliada objetivamente. Porém, na obra em apreço foi executada apenas uma sondagem SPT na região de cada plataforma, impedindo uma avaliação mais apurada da variabilidade espacial dos valores de N_{SPT} .

Assim, com base em dados publicados da literatura técnica (Baecher e Christian, 2008), neste trabalho será adotado um coeficiente de variação CV (razão entre desvio padrão e média) de 50% para os valores de N_{SPT} .

4.5 - PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Na previsão de capacidade de carga das estacas, foram utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma, descritos no item 2.1.2.

Para estimativa da dispersão das previsões de capacidade de carga, em função da dispersão adotada para os valores de N_{SPT} , foi utilizado o equacionamento desenvolvido por Alves e Amadori (2012), apresentado no item 2.3.3. O procedimento completo de previsão de capacidade de carga, incluindo o efeito da dispersão dos valores de N_{SPT} , foi programado em planilha eletrônica pelo prof. Antônio M. L. Alves (FURG), em 2012.

A planilha automática permite a previsão, a cada metro de profundidade, da média e do desvio padrão (raiz quadrada da variância) da capacidade de carga da estaca, estimados pelos métodos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma. A planilha considera as condições embuchada ou não-embuchada, e também um possível deslocamento da coluna interna de solo no caso de não-embuchamento.

4.6 - RESULTADOS OBTIDOS

As planilhas com as previsões de capacidade de carga, incluindo o efeito da variabilidade dos valores de N_{SPT} , estão apresentadas no Anexo C. Os gráficos de capacidade de carga (média) versus profundidade são mostrados nas Figuras 4.5 a 4.14, onde aparecem as parcelas separadas de resistência lateral e de ponta das estacas previstas pelos dois métodos.

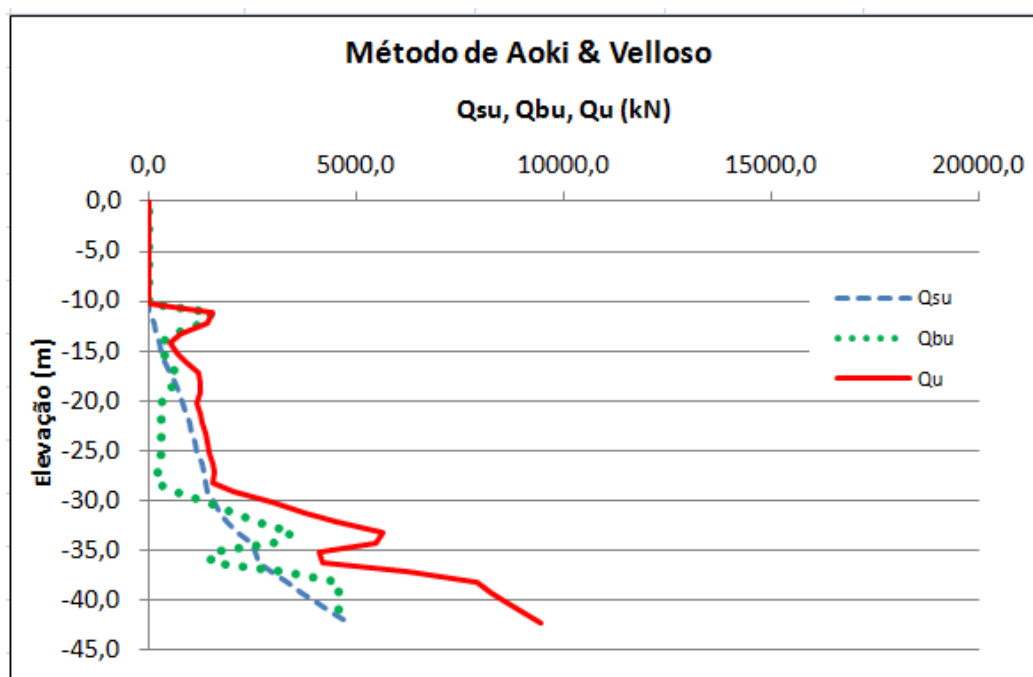


Figura 4.5 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP01

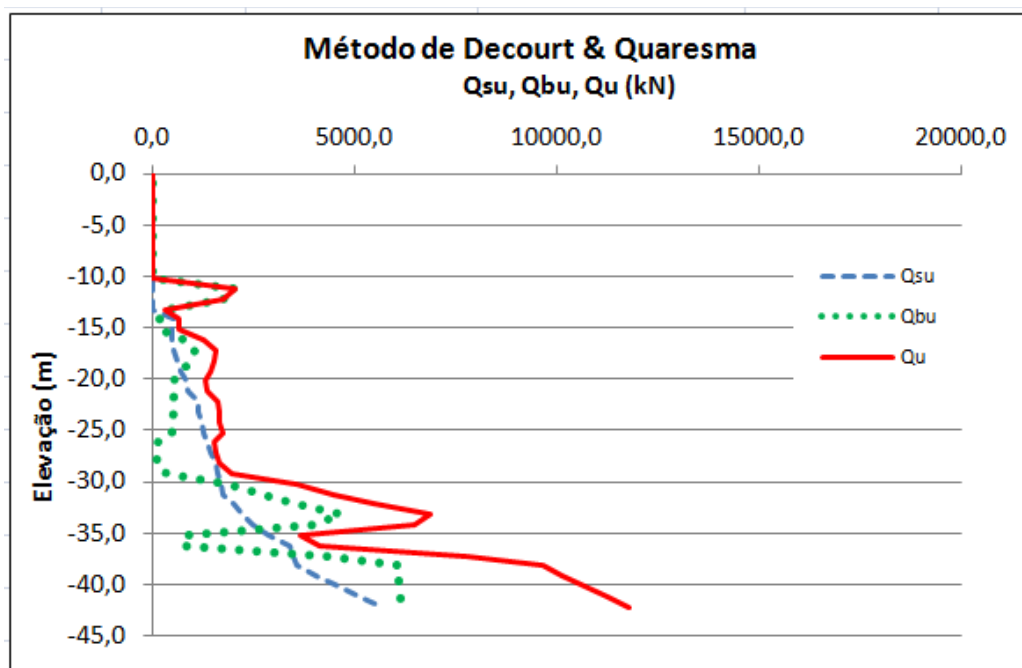


Figura 4.6 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma, furo de sondagem SP01

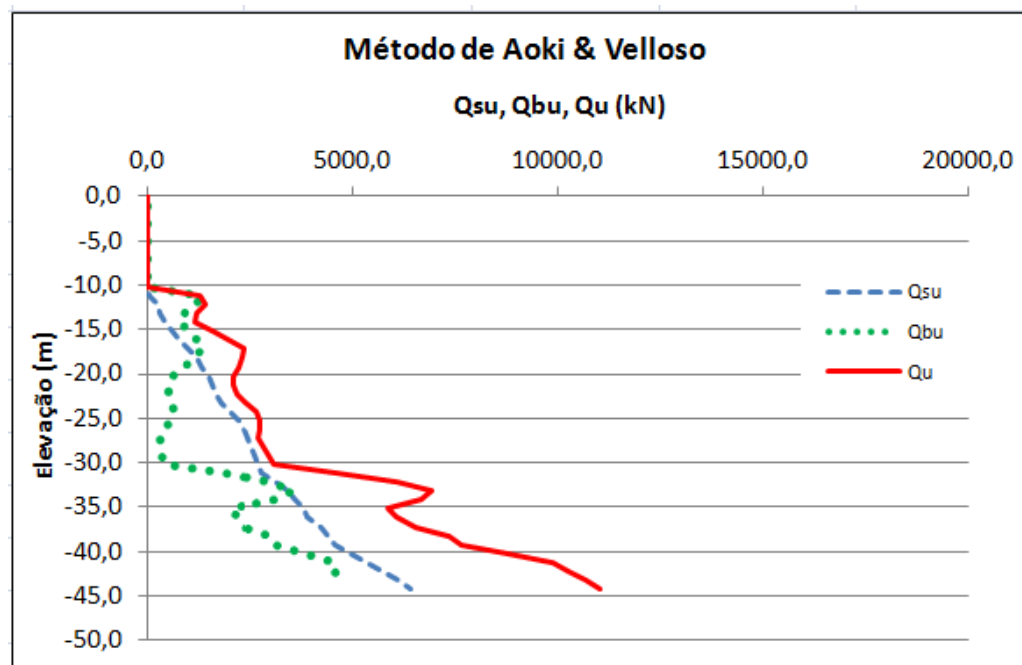


Figura 4.7 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP14

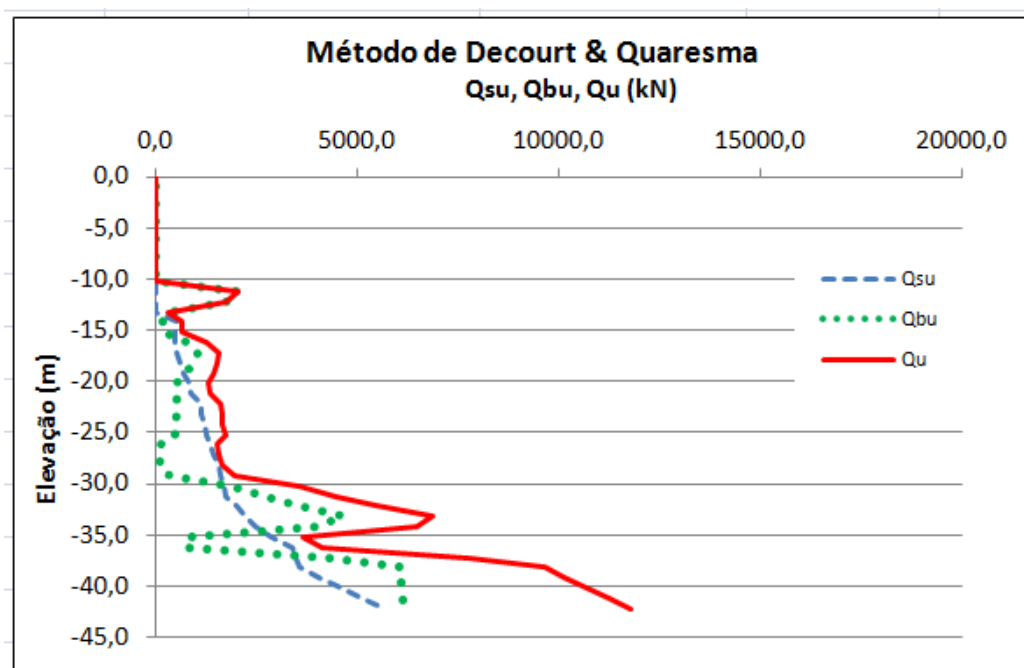


Figura 4.8 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma, furo de sondagem SP14

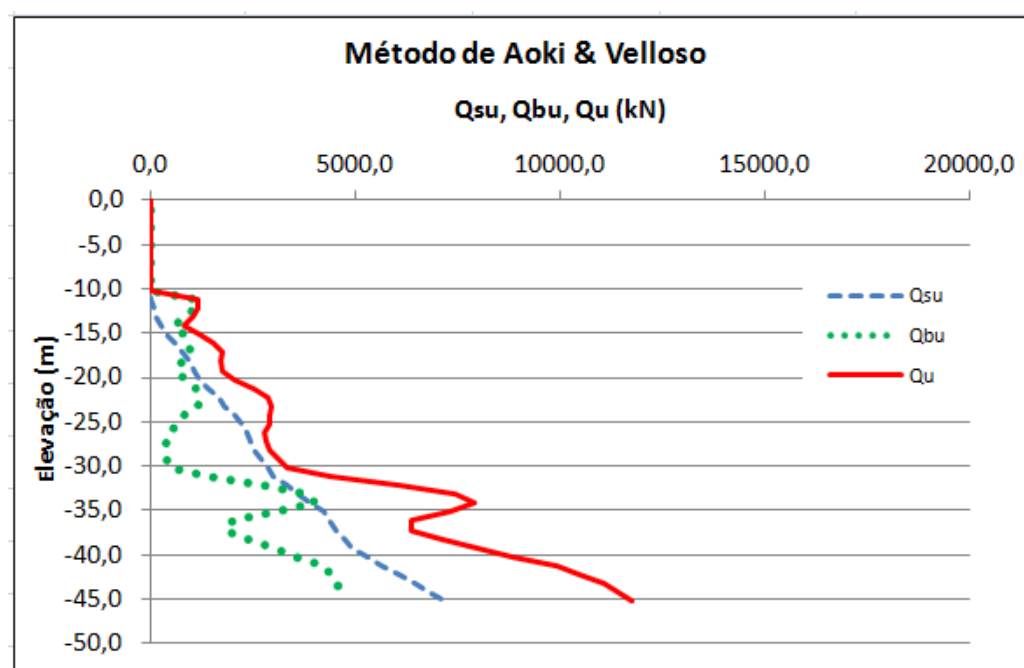


Figura 4.9 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP19

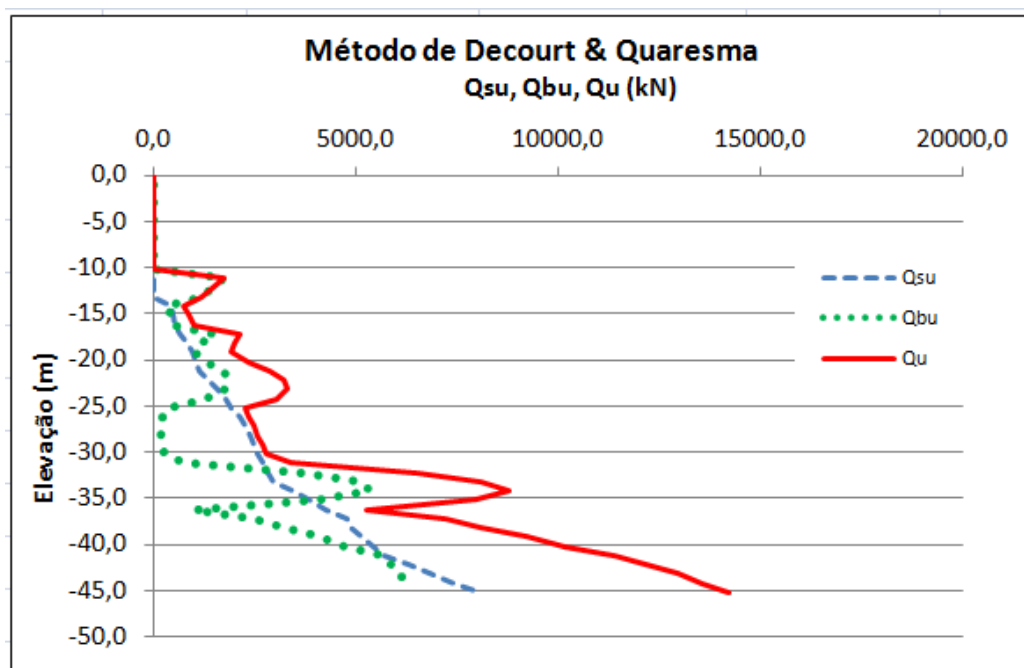


Figura 4.10 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma, furo de sondagem SP19

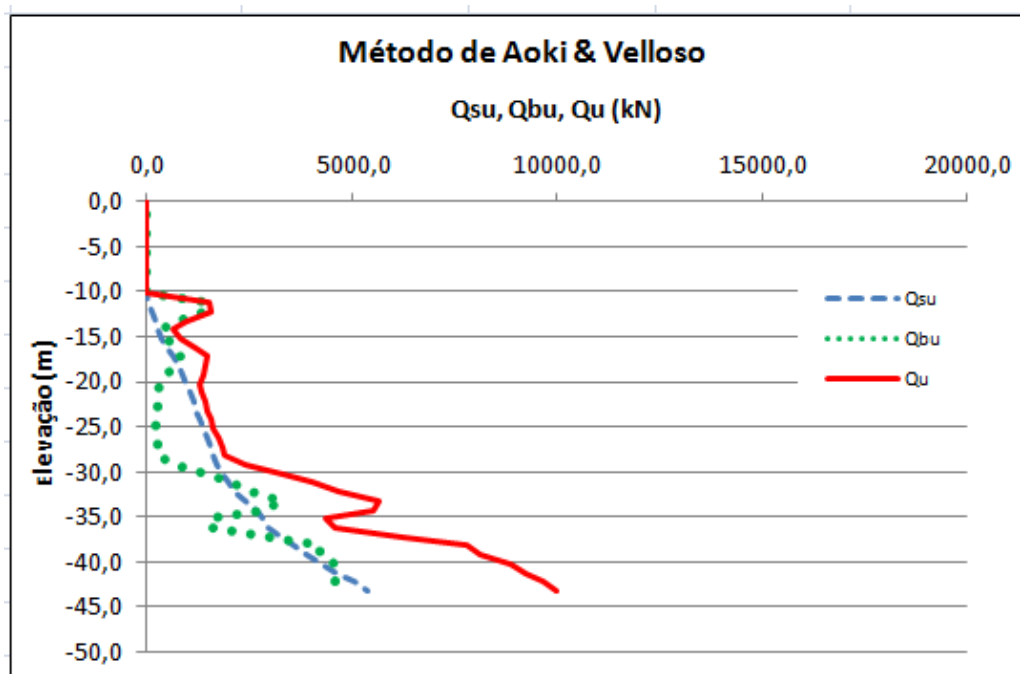


Figura 4.11 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP20

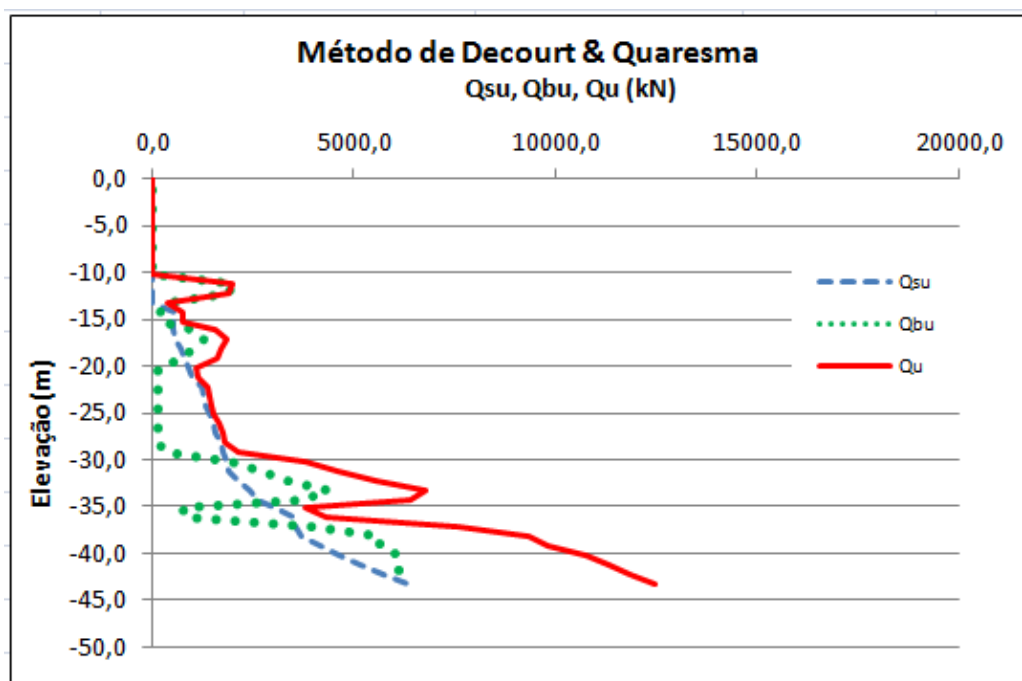


Figura 4.12 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma, furo de sondagem SP20

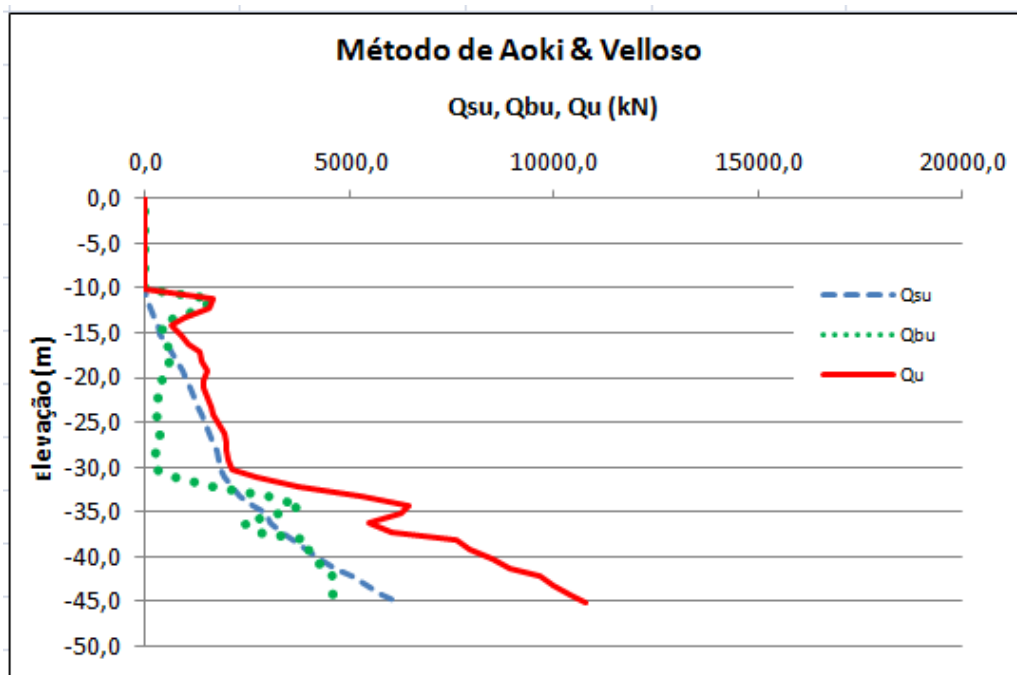


Figura 4.13 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Aoki & Velloso, furo de sondagem SP21

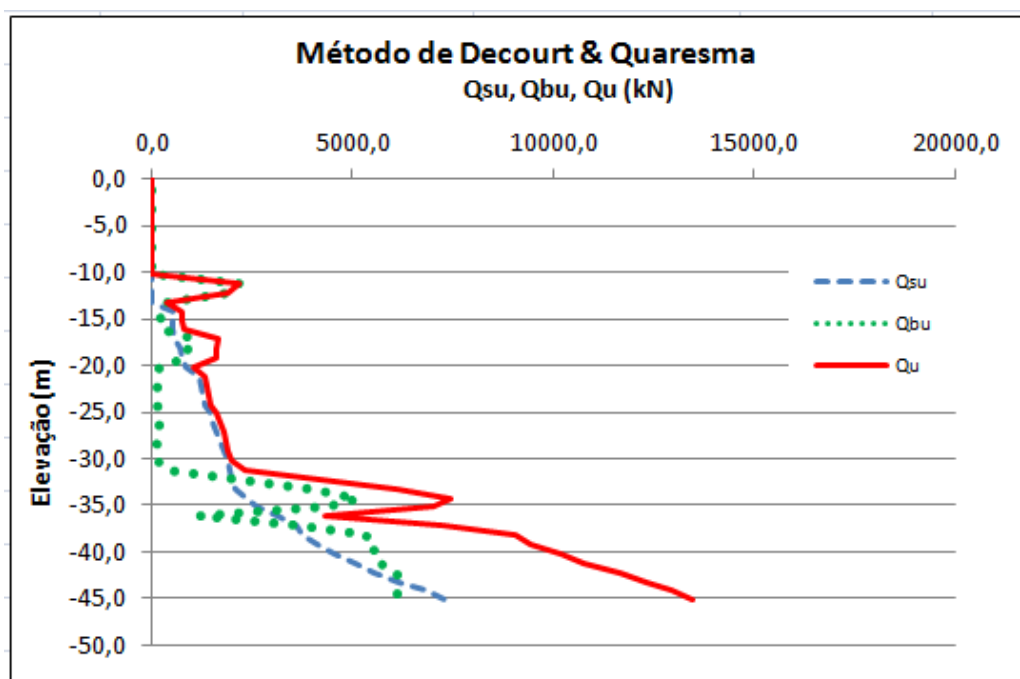


Figura 4.14 - Previsão de capacidade de carga “a priori” pelo método de Décourt & Quaresma, furo de sondagem SP21

Com as maiores cargas aplicadas às estacas de cada módulo do cais, e adotando um fator de segurança global (FS) igual a 2, foram obtidas as profundidades previstas de assentamento, correspondentes a uma capacidade de carga igual ou maior ao dobro da maior carga aplicada em cada módulo. Na Tabela 4.2 estão os valores da previsão da capacidade de carga média “a priori” dos cinco módulos (Q_u), com seus desvios padrão (σ_u) e seus coeficientes de variação (CV), calculados pelos dois métodos (Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma).

Tabela 4.2 - Parâmetros das distribuições “a priori” em cada módulo

Plataforma	Maior Carga x FS	Aoki & Velloso				Décourt & Quaresma			
		Prof. (m)	Q_u (kN)	σ_u (kN)	CV	Prof. (m)	Q_u (kN)	σ_u (kN)	CV
Load In/Out	6876	34,00	7430,70	1160,00	16%	34,00	8063,30	1515,10	19%
Ligação 1	5276	33,00	6036,50	1033,30	17%	33,00	6572,10	1361,80	21%
Montagem 1	4672	33,00	4697,00	791,50	17%	33,00	5539,00	1078,50	19%
Ligação 2	4802	34,00	5645,60	1078,70	19%	33,00	5487,00	1113,30	20%
Montagem 2	4922	34,00	5307,80	949,80	18%	34,00	6106,70	1281,30	21%

As profundidades de assentamento previstas no presente trabalho confirmam aquela definida pelo projetista do cais. Os resultados mostram que, considerando um coeficiente de variação CV de 50% para os valores de N_{SPT} , o coeficiente de variação dos valores previstos de capacidade de carga fica entre 16% e 21%.

5 – FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA

5.1 – INTRODUÇÃO

A função de verossimilhança vem acrescentar nova informação a respeito da capacidade de carga das estacas, através da análise de dados medidos durante e após a cravação das estacas.

No presente trabalho, as negas medidas ao final da cravação das estacas (devidamente registradas em boletins individuais de cravação) foram utilizadas para alimentar uma fórmula dinâmica, e assim foram obtidas estimativas da capacidade estática (de longo prazo) de cada uma das estacas do cais. No Anexo D, os dados de cravação de cada estaca da obra se encontram organizados em uma planilha.

Na Tabela 5.1 é mostrado um resumo dos dados de cravação das estacas, em termos de elevações alcançadas pela ponta das estacas e negas (para 10 golpes). Observa-se que as negas mais abertas (e com maior coeficiente de variação) são a das plataformas Load In/Load Out e plataforma de Ligação 1. As elevações das pontas das estacas não tiveram grande variação de uma plataforma para outra, mas foram um pouco mais profundas nas plataformas Load In/Out, Ligação 1 e Montagem 2.

Tabela 5.1 – Resumo dos dados de cravação de cada plataforma

Dado	Parâmetro	Load In / Load Out	Ligação 1	Montagem 1	Ligação 2	Montagem 2
Elevação da ponta (m)	Média	-35,60	-35,42	-34,47	-34,99	-35,42
	D. Padrão	0,52	0,29	1,01	0,90	0,42
	CV	1%	1%	3%	3%	1%
Nega (mm) (p/10 golpes)	Média	139,10	118,60	69,33	83,20	89,31
	D. Padrão	40,19	34,05	16,82	16,52	20,82
	CV	29%	29%	24%	20%	23%

Foi adotada a fórmula dos Dinamarqueses, desenvolvida por Sorensen e Hansen (1957), devido a sua boa aceitação no meio técnico. Os resultados de capacidade de carga calculados pela fórmula dos Dinamarqueses são provenientes de ações dinâmicas, resultando em um tipo de interação estaca-solo diferente das interações nas situações de ações estáticas. Além disso, como a nega é medida ao final da cravação, traduz uma capacidade de carga existente no final da cravação, que pode ser menor do que a capacidade de carga a longo prazo. Assim, é necessário adotar um fator de correção FC , que transforma a capacidade dinâmica de curto prazo em uma capacidade estática de longo prazo.

No presente trabalho, também foi introduzida uma modificação na fórmula dinâmica dos Dinamarqueses, que consiste em considerar um comprimento equivalente L^* , que traduz o encurtamento elástico de uma estaca sujeita à transferência de carga para o solo ao longo da profundidade.

A fórmula dinâmica reescrita tem a seguinte forma:

$$Q_u = \frac{e_1 \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{2 \cdot e_1 \cdot W \cdot h \cdot \frac{L^*}{E \cdot A}}} \cdot FC \quad (5.1)$$

onde Q_u é a capacidade estática de longo prazo, L^* é o comprimento equivalente da estaca, e os demais parâmetros são os mesmos da Equação 2.8.

O fator de correção FC , a eficiência do martelo e_1 e o comprimento equivalente L^* serão definidos em função de resultados de ensaios de carregamento dinâmico (ECD), realizados segundo os procedimentos descritos no item 2.2.2. Foram realizados na obra em estudo ECD's em 11 estacas de concreto, sendo que em 2 estacas (E15A e E38A) foram realizados ECD's ao longo de até 4 dias após a cravação. Na realização dos ensaios foi utilizado o martelo hidráulico Junttan HHK-12, com peso de 120,0 kN, com os golpes amortecidos por um sistema de borracha maciça, posicionado em um capacete metálico. A instrumentação consistiu de um par de transdutores de deformação específica e de um par de acelerômetros. Os sinais dos sensores foram monitorados e armazenados com um Analisador de Cravação de Estacas (PDA) e posteriormente utilizado o programa CAPWAP para a análise dos dados obtidos.

Na Tabela 5.2 encontra-se um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico. O parâmetro Q_m representa a capacidade estática mobilizada no

ensaio (que pode ser menor ou igual a Q_u , a capacidade estática total da estaca), e PP é a porcentagem de capacidade de carga na ponta da estaca.

Tabela 5.2 - Resumo dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico

Estaca	Data ensaio	Tempo após a cravação (dias)	Q_m (kN)	PP (%)	Eficiência média (%)
E6N	17/02/2012	0	2750	43,27	75,50
E7M	17/02/2012	0	4671	15,97	71,83
E7N	14/02/2012	0	3642	40,11	103,0
E8M	15/02/2012	0	3300	47,82	143,0
E8N	15/02/2012	0	2831	54,65	87,00
E9N	15/02/2012	0	3599	45,60	77,00
E1F	17/04/2012	0	3779	49,27	73,67
E3A	17/04/2012	0	2208	46,78	81,80
E5B	17/04/2012	0	2502	41,61	76,33
E15A	09/05/2012	0	2563	63,91	73,33
E15A	10/05/2012	1	2632	51,14	89,20
E15A	11/05/2012	2	2960	25,84	74,33
E15A	12/05/2012	3	3581	35,63	63,00
E38A	26/06/2012	0	3227	35,63	141,5
E38A	27/06/2012	1	4430	34,27	43,83
E38A	28/06/2012	2	4981	36,36	70,00
E38A	29/06/2012	3	4619	51,72	70,67
E38A	30/06/2012	4	4302	48,81	52,67

Os resultados dos ensaios nas estacas E7N, E8M e E38A (final da cravação) foram descartados, devido aos valores inconsistentes medidos para a eficiência dos golpes

(superiores a 100%). Além disso, as eficiências medidas na estaca E38A (para 1 dia e 4 dias após a cravação) são muito baixas, o que também parece indicar alguma anomalia nestes ensaios. Porém, estes dois últimos ensaios foram mantidos nas análises.

5.2 - DEFINIÇÃO DA EFICIÊNCIA DO MARTELO (e_1)

O ensaio de carregamento dinâmico (ECD) é realizado através da aplicação de golpes com alturas de queda (energias) crescentes, afim de garantir que a capacidade estática mobilizada no ensaio (Q_m) seja próxima (se possível igual) à capacidade estática total da estaca (Q_u).

Os valores de eficiência mostrados na Tabela 5.2 são correspondentes à média das eficiências observadas em todos os golpes desferidos no ECD de cada estaca. Com os dados provenientes dos ensaios de carregamento dinâmico, foram determinados os parâmetros de distribuição de probabilidade da eficiência do martelo de cravação (e_1), em termos de média (geral), desvio padrão e coeficiente de variação:

$$\mu_{e1} = 72\%$$

$$\sigma_{e1} = 12\%$$

$$CV_{e1} = 16\%$$

5.3 – REPRESENTAÇÃO DO ENCURTAMENTO ELÁSTICO DA ESTACA

O encurtamento elástico (ΔL) de uma estaca pode ser calculado pela seguinte equação:

$$\Delta L = \frac{1}{E \cdot A} \int_0^L Q(z) \cdot dz \quad (5.1)$$

onde E é o módulo de elasticidade do material da estaca, A é a área da sua seção transversal, $Q(z)$ é a carga atuante na seção da estaca em função da profundidade z abaixo do seu topo, e L é o comprimento da estaca.

No caso de estacas portuárias, o trecho acima do nível de dragagem (L_l) não transfere carga, pois não está envolto por solo. O trecho enterrado (L_e) é o responsável pela transferência de carga (por atrito e por ponta) da estaca para o solo.

Caso o diagrama de tensão cisalhante lateral possa ser considerado uniforme ao longo de todo o comprimento enterrado (representação deveras simplificada, mas suficiente para o presente cálculo), o diagrama de carga atuante na estaca $Q(z)$ terá o aspecto apresentado na Figura 5.1.

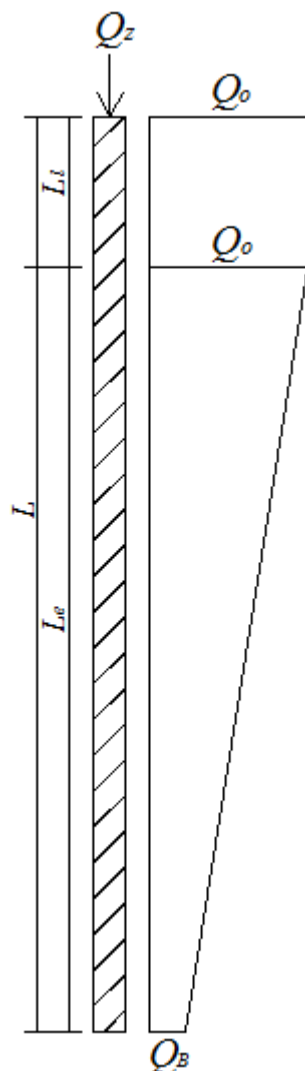


Figura 5.1 – Parâmetros necessários para o cálculo do comprimento equivalente (L^*)

Como a integral apresentada na Equação 5.1 é numericamente igual à área abaixo do gráfico mostrado na Figura 5.1, pode-se escrever:

$$\Delta L = \frac{1}{E \cdot A} \cdot \left(Q_0 \cdot L_l + \frac{Q_0 + Q_B}{2} \cdot L_e \right) \quad (5.2)$$

A carga transferida ao solo pela ponta da estaca (Q_B), é um percentual da carga total aplicada ao topo da estaca (Q_0), sendo este percentual representado por PP . Assim:

$$\Delta L = \frac{1}{E \cdot A} \cdot \left(Q_0 \cdot L_l + \frac{Q_0 + PP \cdot Q_0}{2} \cdot L_e \right) \quad (5.3)$$

$$\Delta L = \frac{Q_0}{E \cdot A} \cdot \left(L_l + \frac{1 + PP}{2} \cdot L_e \right) \quad (5.4)$$

A quantidade entre parênteses na Equação 5.4 pode ser interpretada como um “comprimento equivalente” da estaca (L^*). Este comprimento equivalente é menor ou igual ao comprimento total L da estaca (soma de L_l e L_e). Assim:

$$L^* = a \cdot L \quad (5.5)$$

$$a = \left[\frac{L_l}{L} + \frac{(1 + PP)}{2} \cdot \frac{L_e}{L} \right] \quad (5.6)$$

Com os dados resultantes dos ECD's mostrados na Tabela 5.3, e aplicando a Equação 5.6, foram calculados os valores do coeficiente de encurtamento elástico a em cada ensaio, os quais constam na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Determinação dos valores de a

Estaca	Data ensaio	Q_m (kN)	PP (%)	L (m)	L_l (m)	L_e (m)	a
E6N	17/02/2012	2750	43,27	39,00	4,00	35,00	0,7455
E7M	17/02/2012	4671	15,97	39,00	6,00	33,00	0,6445
E8N	15/02/2012	2831	54,65	39,00	4,00	35,00	0,7965
E9N	15/02/2012	3599	45,60	39,00	4,00	35,00	0,7559
E1F	17/04/2012	3779	49,27	39,00	7,00	32,00	0,7919
E3A	17/04/2012	2208	46,78	39,00	7,00	32,00	0,7817
E5B	17/04/2012	2502	41,61	39,00	7,00	32,00	0,7604
E15A	09/05/2012	2563	63,91	39,00	8,00	31,00	0,8566
E15A	10/05/2012	2632	51,14	39,00	8,00	31,00	0,8058
E15A	11/05/2012	2960	25,84	39,00	8,00	31,00	0,7053
E15A	12/05/2012	3581	35,63	39,00	8,00	31,00	0,7442
E38A	27/06/2012	4430	34,27	39,00	7,50	31,50	0,7345
E38A	28/06/2012	4981	36,36	39,00	7,50	31,50	0,7430
E38A	29/06/2012	4619	51,72	39,00	7,50	31,50	0,8050
E38A	30/06/2012	4302	48,81	39,00	7,50	31,50	0,7973

Com os dados da tabela foram determinados os valores dos parâmetros da distribuição de probabilidade do valor do coeficiente a , em termos de média, desvio padrão e coeficiente de variação:

$$\mu_a = 0,76$$

$$\sigma_a = 0,05$$

$$CV_a = 7\%$$

5.4 - DEFINIÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO (FC)

O fator de correção FC , conforme exposto anteriormente, pode ser entendido como sendo a relação entre um fator de modificação da capacidade estática da estaca com o tempo (FT), e um fator de amplificação dinâmica representando a diferença entre a capacidade (resistência) mobilizada pelo golpe do martelo e a capacidade (resistência) mobilizada pela ação de um carregamento estático (FD). O fator de correção pode, portanto, ser descrito como:

$$FC = \frac{FT}{FD} \quad (5.7)$$

Onde:

FT = razão entre as capacidades estáticas a longo prazo e a curto prazo (final da cravação)

FD = razão entre as capacidades mobilizadas por esforço dinâmico e por esforço estático

Os dados existentes na literatura técnica indicam que estacas cravadas em solos granulares praticamente não ganham resistência ao longo do tempo, podendo até perder em alguns casos. Já em solos argilosos, a capacidade de carga de longo prazo das estacas pode superar o triplo da capacidade de carga de curto prazo. O ganho de resistência nestes casos é devido principalmente ao adensamento radial que ocorre ao redor da estaca, após a cravação e a consequente geração de excesso de poro-pressão na argila. Efeitos tixotrópicos também podem se fazer presentes (Alves, 2004).

Em relação ao fator de amplificação dinâmica, os solos argilosos com amortecimento viscoso tendem a oferecer resistências maiores aos esforços dinâmicos do que aos esforços estáticos. No caso de solos granulares, pode eventualmente haver algum efeito dinâmico relativo ao amortecimento histerético ou radial (Alves, 2004).

5.4.1 - Definição do Fator Dinâmico

O Fator Dinâmico a ser adotado na obra em estudo foi obtido a partir dos resultados de ECD's realizados ao final da cravação ($t = 0$). Estes resultados, representam, portanto, a capacidade estática mobilizada para um Fator Tempo FT igual à unidade.

As negas, medidas ao final da cravação nas estacas submetidas aos ECD's, foram utilizadas para alimentar a fórmula dos Dinamarqueses, adotando $FT=1$ e desconsiderando FD . O resultado assim obtido representa uma capacidade (dinâmica) mobilizada ao final da cravação. A razão entre esta capacidade dinâmica e a capacidade estática medida no ECD indica o fator dinâmico FD do ensaio:

$$FD = \frac{Q_d (\text{Dinamarqueses}, FT = 1)}{Q_m (ECD, t = 0)} \quad (5.8)$$

Na Tabela 5.4 são mostradas as capacidades estáticas mobilizadas nas ECD's, as capacidades dinâmicas calculadas pela fórmula do Dinamarqueses, e os Fatores Dinâmicos encontrados.

Tabela 5.4 - Fatores dinâmicos

Estaca	Q_m (kN)	Q_d (kN)	FD
E6N	2750	4368	1,588
E7M	4671	3945	0,844
E8N	2831	5193	1,834
E9N	3599	4585	1,274
E1F	3779	4893	1,295
E3A	2208	3473	1,573
E5B	2502	5014	2,004
E15A	2563	3304	1,289

O valor de FD encontrado na estaca E7M, menor do que 1, sugere alguma provável anomalia no ensaio de carregamento dinâmico (devido à capacidade mobilizada, muito mais alta do que a observada nas demais estacas). Porém, ainda assim esse resultado foi

considerado na avaliação do valor médio de FD . Os parâmetros estatísticos do Fator Dinâmico, em termos de média, desvio padrão e coeficiente de variação, são:

$$\mu_{FD} = 1,44$$

$$\sigma_{FD} = 0,37$$

$$CV_{FD} = 25\%$$

5.4.2 - Definição do Fator Tempo

Buscando-se estimar o fator de crescimento da capacidade estática ao longo do tempo (FT), foram realizados ECD's ao longo do tempo em 2 estacas da obra, E15A e E30A. Devido ao sistema de cravação utilizado na obra ("cantitraveller"), e à velocidade avanço da montagem das estruturas pré-moldadas do cais logo após a cravação, foi impossível repetir os ECD's por um período superior a 4 dias.

Na Figura 5.2 são mostrados os resultados de crescimento da capacidade estática mobilizada nos ECD's, ao longo do tempo, para a estaca E15A. Os resultados dos ensaios na estaca E38A não foram conclusivos, provavelmente devido à baixa eficiência dos golpes de martelo nos ensaios realizados 1 dia e 4 dias após a cravação.

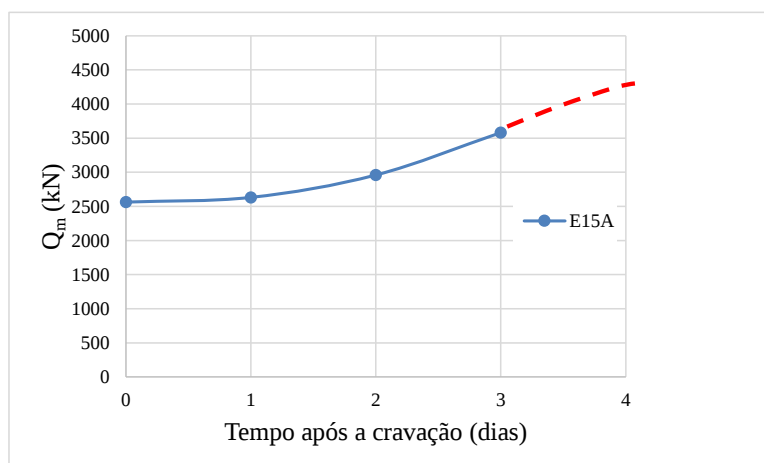


Figura 5.2 – Variação da capacidade estática com o tempo – estaca E15A

Em perfis com presença de solos argilosos, o ganho completo de capacidade com o tempo costuma acontecer após um período entre 30 e 90 dias (Alves, 2004). Os

resultados dos ensaios na estaca E15A mostram um ganho de capacidade estática da ordem de 1,4 vezes em 3 dias. Porém, provavelmente este ganho foi maior após completado o processo de adensamento radial.

Assim, decidiu-se neste trabalho fazer duas análises distintas, uma considerando um fator tempo FT igual a 2,0, e outra análise considerando o FT igual a 3,0. Estes valores foram escolhidos com base nos resultados dos ensaios na estaca E15A, e também com base em dados publicados na literatura técnica (uma compilação de dados pode ser encontrada em Alves, 2004).

5.5 - CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS UTILIZANDO A FÓRMULA DOS DINAMARQUESES

Foram utilizados os valores médios da eficiência do martelo de cravação (e_1), do coeficiente de encurtamento elástico (a) e do fator de correção (FC), definidos nos itens anteriores (portanto, suas dispersões foram desprezadas). Os demais parâmetros presentes na fórmula dos Dinamarqueses foram definidos de forma determinística. O módulo de deformação longitudinal do concreto utilizado nas estacas foi estimado através da equação abaixo, considerando que a resistência característica de projeto para o concreto é igual a 40 MPa:

$$E = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 35417,50 \text{ MPa} \quad (5.9)$$

Os demais parâmetros necessários para utilização da fórmula dos Dinamarqueses são:

- Peso do Martelo: $W = 117,72 \text{ kN}$
- Altura de queda do martelo: $h = 1,20 \text{ m}$
- Área da seção transversal da estaca: $A = 0,306 \text{ m}^2$

Com os dados de capacidade estática das estacas de cada plataforma foram construídos os histogramas e realizados testes de aderência estatística, com o auxílio do

programa computacional ARENA (Arena, 2015). O teste de aderência foi realizado adotando-se o método de Kolmogorov-Smirnov, considerando um nível de significância igual a 5%.

A Tabela 5.5 mostra os resultados dos parâmetros de distribuição de probabilidade, e os resultados do teste de Kolmogorov-Smirnov relativos à distribuição normal. Os histogramas correspondentes aos dados são mostrados no anexo E.

Tabela 5.5 - Parâmetros da distribuição de probabilidade das capacidades de carga das estacas

Dados	Plataforma	D_{max}	D_{crit}	Distribuição	μ_{Qu} (kN)	σ_{Qu} (kN)	CV
FT=2	Load In/Out	0,136	0,125	Ñ Normal	5645,50	950,15	17%
	Ligação 1	0,0863	0,176	Normal	6093,37	821,73	13%
	Montagem 1	0,0797	0,163	Normal	7611,32	685,42	9%
	Ligação 2	0,176	0,215	Normal	7079,69	610,01	9%
	Montagem 2	0,135	0,163	Normal	6895,13	728,45	11%
FT=3	Load In/Out	0,134	0,125	Ñ Normal	8468,25	1425,23	17%
	Ligação 1	0,0956	0,176	Normal	9140,05	1232,6	13%
	Montagem 1	0,0792	0,163	Normal	11416,97	1028,13	9%
	Ligação 2	0,176	0,215	Normal	10619,54	915,01	9%
	Montagem 2	0,171	0,163	Ñ Normal	10342,70	1092,67	11%

Alguns conjuntos de dados não atenderam rigorosamente ao critério de Kolmogorov-Smirnov quanto à normalidade, porém ainda assim as frequências de dados se aproximam bastante da normalidade, o que autoriza a adoção da distribuição normal para fins práticos em todas as funções de Verossimilhança.

5.6 - COMPARATIVO ENTRE A FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA E A ESTIMATIVA “A PRIORI”

Com os resultados da previsão de capacidade de carga das estacas “a priori”, pelos métodos de Aoki & Velloso e de Décourt & Quaresma, e os resultados provenientes da função de verossimilhança, calculados através da fórmula dos Dinamarqueses, foi feita uma comparação conforme mostrado na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Comparação dos resultados “a priori” e verossimilhança

	Plataforma	Aoki & Velloso			Décourt & Quaresma			Verossimilhança		
		μ_Q^P (kN)	σ_Q^P (kN)	CV	μ_Q^P (kN)	σ_Q^P (kN)	CV	μ_Q^L (kN)	σ_Q^L (kN)	CV
FT=2,0	Load In/Out	7430,70	1160,00	16%	8063,30	1515,10	19%	5645,50	950,15	17%
	Ligação 01	6036,50	1033,30	17%	6572,10	1361,80	21%	6093,37	821,73	13%
	Montagem 01	4697,00	791,50	17%	5539,00	1078,50	19%	7611,32	685,42	9%
	Ligação 02	5645,60	1078,70	19%	5487,00	1113,30	20%	7079,69	610,01	9%
	Montagem 02	5307,80	949,80	18%	6106,70	1281,30	21%	6895,13	728,45	11%
FT=3,0	Load In/Out	7430,70	1160,00	16%	8063,30	1515,10	19%	8468,25	1425,23	17%
	Ligação 01	6036,50	1033,30	17%	6572,10	1361,80	21%	9140,05	1232,60	13%
	Montagem 01	4697,00	791,50	17%	5539,00	1078,50	19%	11416,97	1028,13	9%
	Ligação 02	5645,60	1078,70	19%	5487,00	1113,30	20%	10619,54	915,01	9%
	Montagem 02	5307,80	949,80	18%	6106,70	1281,30	21%	10342,70	1092,67	11%

Observando-se os resultados da Tabela 5.6, verifica-se que, para um fator tempo FT igual a 2,0, o valor de capacidade de carga das estacas da plataforma Load In/Load Out é maior nos resultados “a priori” do que nas funções de verossimilhança. Na plataforma de Ligação 1 o valor da capacidade de carga é maior somente pelo método de Décourt & Quaresma em relação à verossimilhança, também para um FT igual a 2,0.

Já para o restante das análises, os valores encontrados de verossimilhança são maiores que os valores “a priori”. Isto inclui as demais análises adotando-se um FT igual a 2,0 e todas as análises adotando-se um FT igual a 3,0.

6 - ESTIMATIVAS “A POSTERIORI”

6.1 – INTRODUÇÃO

Com os resultados obtidos na previsão de capacidade de carga das estacas, utilizando métodos semi-empíricos (Capítulo 4), denominados de “a priori”, e os resultados obtidos através das negas medidas nas estacas e fórmula dinâmica (Capítulo 5), denominados “funções de verossimilhança”, foi realizada uma atualização da capacidade de carga das estacas, através da aplicação do Teorema de Bayes, denominada de “a posteriori”.

Junto aos resultados da estimativa “a posteriori”, foram determinados os indicadores de falha, que avaliam a qualidade e eficiência do resultado da atualização dos dados.

Na realização da atualização, as distribuições “a priori” foram consideradas normais, por hipótese. As funções de verossimilhança também foram consideradas normais, com base nos resultados do teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov. E ainda, as duas variáveis aleatórias (distribuição “a priori” e função de verossimilhança) foram consideradas independentes entre si (coeficiente de correlação nulo).

6.2 - RESULTADOS OBTIDOS

A determinação dos parâmetros das distribuições “a posteriori” (média e variância) foram obtidos conforme descritos no item 2.3.1, através das Equações 2.17 e 2.18. Os indicadores de falha foram calculados através da Equação 2.19.

Nas Tabelas 6.1 e 6.2, são apresentados os resultados das estimativas “a posteriori” das cinco plataformas. Foram aplicados à fórmula dinâmica dos Dinamarqueses dois fatores de correção, um considerando o fator tempo igual a 2,0 e outro fator tempo igual a 3,0. Os parâmetros apresentados nas tabelas são os seguintes:

μ_Q = valor esperado da distribuição “a posteriori”;

σ_Q^2 = variância da distribuição “a posteriori”;

σ_Q = desvio padrão da distribuição “a posteriori”;

CV = coeficiente de variação da distribuição “a posteriori”;

D = indicador de falha da atualização.

Tabela 6.1 – Estimativas “a posteriori” obtidas com os resultados “a priori” de Aoki & Velloso

PLATAFORMA	VEROSSIMI- LHANÇA	POSTERIORI (priori de Aoki & Velloso)				
		μ_Q (kN)	σ_Q^2 (kN)	σ_Q (kN)	CV	D
Load In/Load Out	$FT = 2,0$	6362,30	540293,37	735,05	12%	-1,19
Ligação 1		6071,34	413643,73	643,15	11%	0,04
Montagem 1		6362,41	268470,60	518,18	8%	2,78
Ligação 2		6732,20	281946,83	530,99	8%	1,16
Montagem 2		6307,24	334110,82	578,02	9%	1,33
Load In/Load Out	$FT = 3,0$	7844,14	809413,03	899,67	11%	0,56
Ligação 1		7317,39	627045,13	791,86	11%	1,93
Montagem 1		7197,63	393349,59	627,78	9%	5,18
Ligação 2		8538,21	486901,74	697,78	8%	3,52
Montagem 2		7474,78	513855,72	716,84	10%	3,48

Tabela 6.2 – Estimativas “a posteriori” obtidas com os resultados “a priori” de Décourt & Quaresma

PLATAFORMA	VEROSSIMI- LHANÇA	POSTERIORI (priori de Décourt & Quaresma)				
		μ_Q (kN)	σ_Q^2 (kN)	σ_Q (kN)	CV	D
Load In/Load Out	$FT = 2,0$	6327,97	647956,68	804,96	13%	-1,35
Ligação 1		6221,15	495004,51	703,57	11%	-0,30
Montagem 1		7015,12	334639,76	578,48	8%	1,62
Ligação 2		6711,93	286190,22	534,97	8%	1,25
Montagem 2		6702,54	401021,38	633,26	9%	0,53
Load In/Load Out	$FT = 3,0$	8278,14	1077667,60	1038,11	13%	0,19
Ligação 1		7983,64	835124,83	913,85	11%	1,40
Montagem 1		8618,45	553785,54	744,17	9%	3,94
Ligação 2		8550,28	499696,70	706,89	8%	3,56
Montagem 2		8559,17	691235,33	831,41	10%	2,52

São mostrados nas Tabelas 6.3 e 6.4 os valores das capacidades de carga e desvios padrão das estimativas “a priori”, função verossimilhança e “à posteriori” de cada módulo do cais. As notações nas tabelas seguintes, “A & V” indica que as estimativas “a priori” utilizadas no cálculo das estimativas posteriores foram baseadas no método de Aoki & Velloso, enquanto a notação “D & Q” indicam o método de Décourt & Quaresma.

Tabela 6.3 – Capacidades de carga e desvios padrão das estimativas “a priori” (Aoki & Velloso), função verossimilhança e “a posteriori”

PLATAFORMA	VEROSSIMI- LHANÇA	“a priori” (A&V)		Verossimilhança		“a posteriori”	
		μ_Q^P (kN)	CV	μ_Q^L (kN)	CV	μ_Q (kN)	CV
Load In/Load Out	FT = 2,0	7430,70	16%	5645,50	17%	6362,30	12%
Ligação 1		6036,50	17%	6093,37	13%	6071,34	11%
Montagem 1		4697,00	17%	7611,32	9%	6362,41	8%
Ligação 2		5645,60	19%	7079,69	9%	6732,20	8%
Montagem 2		5307,80	18%	6895,13	11%	6307,24	9%
Load In/Load Out	FT = 3,0	7430,70	16%	8468,25	17%	7844,14	11%
Ligação 1		6036,50	17%	9140,05	13%	7317,39	11%
Montagem 1		4697,00	17%	11416,97	9%	7197,63	9%
Ligação 2		5645,60	19%	10619,54	9%	8538,21	8%
Montagem 2		5307,80	18%	10342,70	11%	7474,78	10%

Tabela 6.4 – Capacidades de carga e desvios padrão das estimativas “à priori” (Décourt & Quaresma), função verossimilhança e “à posteriori”

PLATAFORMA	VEROSSIMI- LHANÇA	“a priori” (D&Q)		Verossimilhança		“a posteriori”	
		μ_Q^P (kN)	σ_Q^P (kN)	μ_Q^L (kN)	CV	μ_Q (kN)	CV
Load In/Load Out	FT = 2,0	8063,30	19%	5645,50	17%	6327,97	13%
Ligação 1		6572,10	21%	6093,37	13%	6221,15	11%
Montagem 1		5539,00	19%	7611,32	9%	7015,12	8%
Ligação 2		5487,00	20%	7079,69	9%	6711,93	8%
Montagem 2		6106,70	21%	6895,13	11%	6702,54	9%
Load In/Load Out	FT = 3,0	7430,70	19%	8468,25	17%	8278,14	13%
Ligação 1		6036,50	21%	9140,05	13%	7983,64	11%
Montagem 1		4697,00	19%	11416,97	9%	8618,45	9%
Ligação 2		5645,60	20%	10619,54	9%	8550,28	8%
Montagem 2		5307,80	21%	10342,70	11%	8559,17	10%

Observa-se que as capacidades médias obtidas nas estimativas “a posteriori” ficam entre as médias das distribuições “a priori” e verossimilhança. Além disso, verifica-se uma dispersão inferior à das estimativas “a priori” e à das estimativas das funções de verossimilhança. Isto mostra que houve uma redução nas incertezas com o acréscimo de informações na análise Bayesiana.

Em relação aos indicadores de falha, segundo o critério proposto por Guttormsen (1987), foram feitas as análises expostas nas Tabelas 6.5 e 6.6.

Tabela 6.5 – Análise do Indicador de Falha (D), para distribuições “a priori” de A&V

PLATAFORMA	VEROSSIMI- LHANÇA	POSTERIORI (priori de Aoki & Velloso)	
		D	Análise do indicador de falha
Load In/Load Out	$FT = 2,0$	-1,19	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” menor que “a priori”
Ligação 1		0,04	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Montagem 1		2,78	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Ligação 2		1,16	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Montagem 2		1,33	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Load In/Load Out	$FT = 3,0$	0,56	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Ligação 1		1,93	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Montagem 1		5,18	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Ligação 2		3,52	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Montagem 2		3,48	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”

Tabela 6.6 – Análise do Indicador de Falha (D), para distribuições “a priori” de D&Q

PLATAFORMA	VEROSSIMI- LHANÇA	POSTERIORI (priori de Décourt & Quaresma)	
		D	Análise do indicador de falha
Load In/Load Out	$FT = 2,0$	-1,35	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” menor que “a priori”
Ligação 1		-0,30	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” menor que “a priori”
Montagem 1		1,62	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Ligação 2		1,25	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Montagem 2		0,53	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Load In/Load Out	$FT = 3,0$	0,19	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Ligação 1		1,40	Atualização satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Montagem 1		3,94	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Ligação 2		3,56	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”
Montagem 2		2,52	Atualização não satisfatória Estimativa “a posteriori” maior que “a priori”

Adotando-se um fator tempo FT igual a 3,0, os indicadores de falha apontaram atualizações satisfatórias para a plataforma de Load in/Load out (A&V e D&Q) e para a plataforma de Ligação 1 (D&Q). As demais análises tiveram atualizações apontadas como não-satisfatórias, indicando um afastamento inaceitável (pelo critério de Guttormsen) entre as distribuições “a priori” e de verossimilhança.

Já a adoção de um fator tempo FT igual a 2,0 conduziu a atualizações satisfatórias em todas as análises, à exceção da plataforma de Montagem 1 (A&V e D&Q). Na Tabela 3.6, pode-se observar que esta é a plataforma de menor carregamento máximo sobre as estacas, o que exigiu uma capacidade de carga menor do que nas demais plataformas, na fase de previsão. Esta baixa capacidade “a priori” explica o maior afastamento em relação à função

de verossimilhança (função baseada em dados observados), principalmente na previsão pelo método de Aoki & Velloso.

6.3 – COMPARAÇÃO COM RESULTADO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A obra do cais do Estaleiro Honório Bicalho contou com a realização de uma prova de carga estática (PCE) vertical de compressão, realizada na estaca E1G. Esta estaca pertenceria à plataforma de Load in/load out, porém foi descartada após a cravação, juntamente com outras duas estacas, pois toda a linha de estacas no. 1 acabou sendo eliminada do projeto.

A estaca E1G foi cravada no dia 17/04/2012, teve a ponta assentada na elevação -35,780 m, e a nega ao final da cravação foi de 185,0 mm (para 10 golpes). A PCE foi realizada entre os dias 16 e 17/08/2012 (4 meses após a cravação).

A prova de carga estática envolve a aplicação de cargas em estágios. A aplicação destas cargas foi feita através de um conjunto cilindro hidráulico – bomba – manômetro e com a utilização de uma célula de carga aferida. A medição dos deslocamentos ocorreu através da instalação de quatro extensômetros para o ensaio vertical, com leitura direta de 0,01 mm. Os extensômetros foram posicionados em vigas de referência fixas.

A metodologia adotada foi o ensaio lento preconizado pela norma NBR 12131 (2006). Nesse procedimento, os carregamentos são aplicados em estágios de no máximo 20% da carga de trabalho das estacas e o descarregamento em pelo menos três estágios iguais de 15 min e um último de 30 min.

Cada estágio de carregamento ou descarregamento foi mantido até a estabilização dos deslocamentos. O critério de estabilização é um acréscimo de deslocamento entre leituras consecutivas de no máximo 5% do deslocamento verificado entre dois estágios de carga. As leituras foram efetuadas logo após a aplicação da carga e decorridos 2, 4, 8, 15, 30 minutos. Nos estágios de carregamento e descarregamento, a duração mínima de cada estágio deve ser de 15 minutos.

O sistema de reação foi composto por vigas metálicas, ancoradas no terreno através de 8 tirantes. Nas Figuras 6.1 e 6.2 são apresentados croquis de montagem da prova de carga. Na Figura 6.3 é mostrada uma fotografia da montagem da PCE.

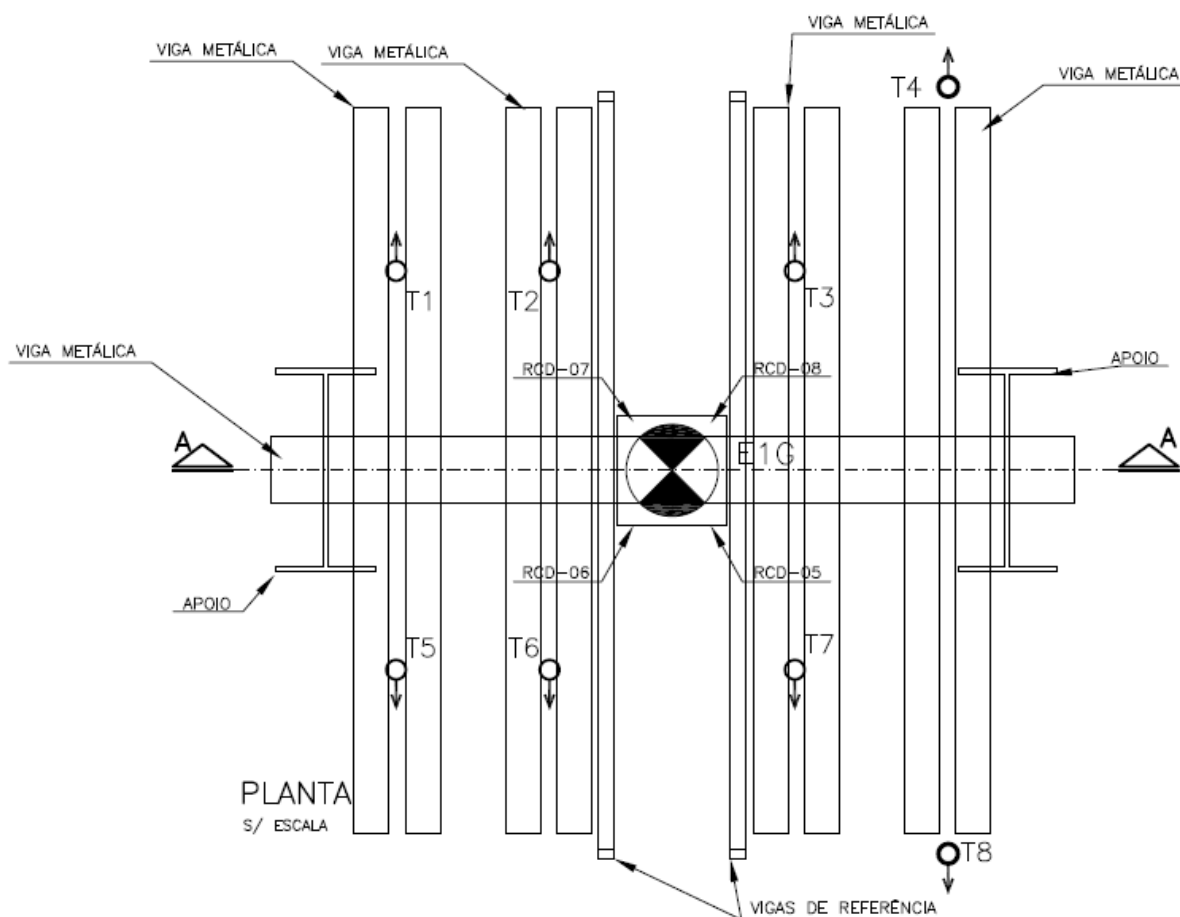


Figura 6.1 – Croqui de montagem da PCE – planta (Fonte: Relatório QGA-10-PCE-01)

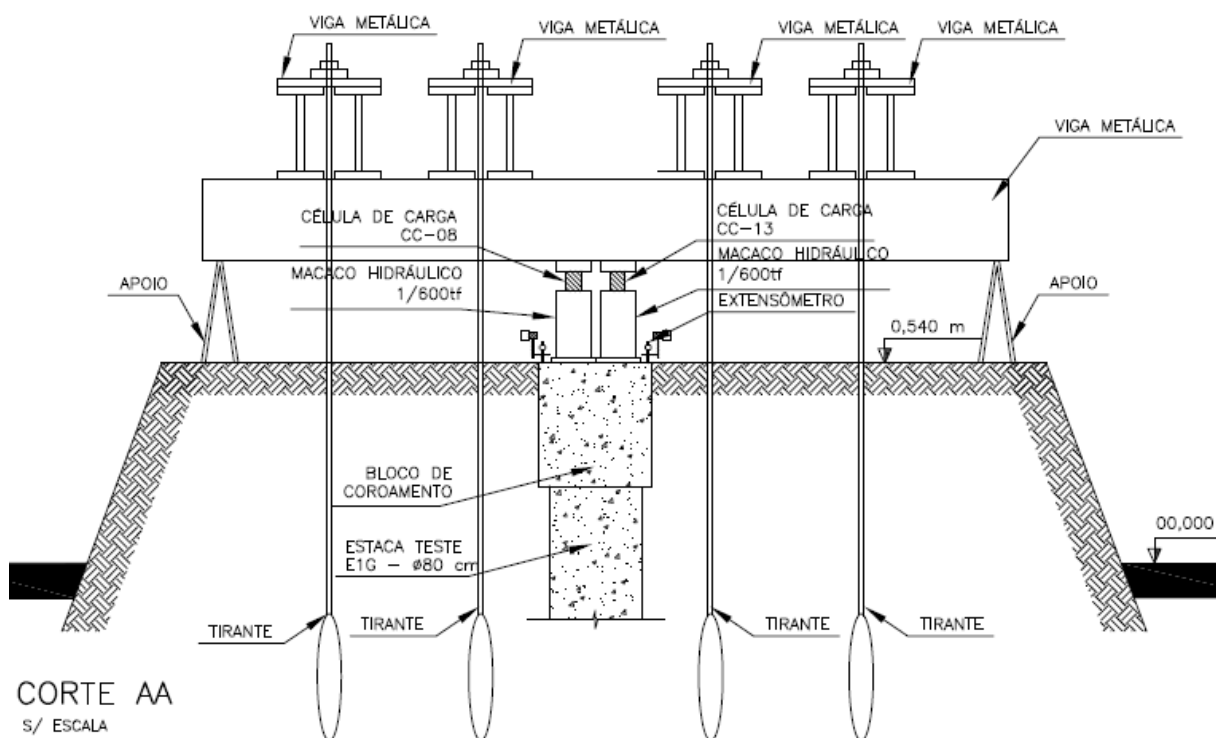


Figura 6.2 – Croqui de montagem da PCE – corte (Fonte: Relatório QGA-10-PCE-01)



Figura 6.3 – Fotografia da PCE sendo montada (Fonte: Prof. Antônio M.L. Alves)

Na Tabela 6.7 são apresentados os valores dos deslocamentos finais de cada estágio da PCE.

Tabela 6.7 - Resultados da prova de carga estática (Fonte: Relatório QGA-10-PCE-01)

Estágio	Tempo de Duração (min)	Carga Aplicada (kN)	PCC-01 E1G Desloc. Vert. Final Médio (mm)
1º	30	655	0,58
2º	30	1256	1,55
3º	60	1872	2,36
4º	30	2523	3,25
5º	30	3085	4,30
6º	30	3703	5,36
7º	30	4340	6,52
8º	30	4950	7,96
9º	30	5568	9,37
10º	30	6240	11,31
11º	840	6772	13,34
12º	15	5022	12,08
13º	15	3385	10,57
14º	15	1713	6,73
15º	30	0	2,09

Como o ensaio não atingiu ruptura nítida para a carga máxima aplicada (6772 kN), foi realizada extrapolação da curva carga x recalque, adotando o método de van der Veen (modificado por Aoki), exposto no item 2.2.3. Os resultados da extrapolação, juntamente com os pontos experimentais do ensaio, encontram-se no gráfico da Figura 6.4.

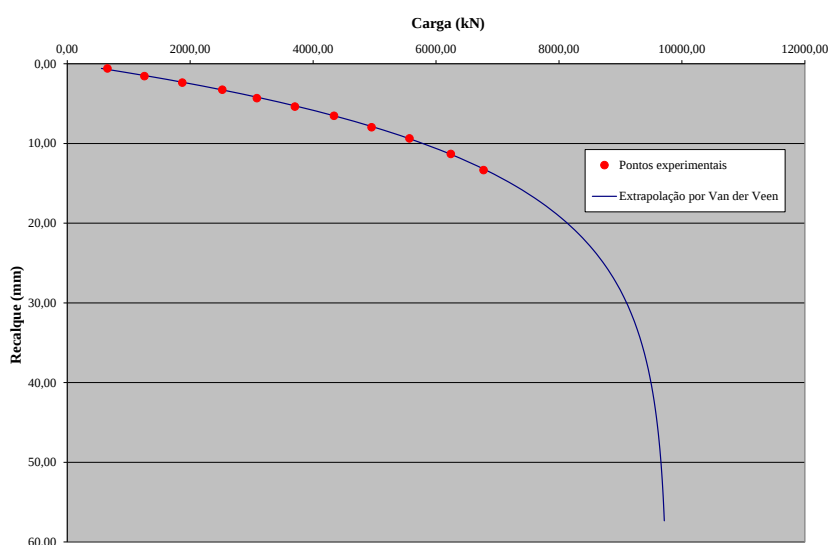


Figura 6.4 – Resultados da prova de carga estática realizada na estaca E1G

A carga de ruptura estimada pelo processo de extrapolação foi de 9500 kN. A confiabilidade do processo de extrapolação depende da existência de um número suficiente de pontos experimentais pertencentes ao trecho não-linear da curva carga x recalque. No caso em questão, apenas os últimos três estágios conduziram a pontos experimentais situados fora da linha reta inicial do gráfico. Ainda assim, uma capacidade de carga (de longo prazo) entre 7000 kN e 9500 kN seria condizente com o resultado da PCE. Esta faixa de variação é coerente com as capacidades “a posteriori” obtidas adotando-se fator tempo FT igual a 3,0, e ligeiramente superior às capacidades “a posteriori” obtidas adotando-se um FT igual a 2,0 (Tabelas 6.1 e 6.2).

Com a nega medida ao final da cravação na estaca E1G (18,5 mm), e adotando um fator dinâmico FD igual a 1,44 (definido no item 5.4.1), é possível prever pela fórmula dos Dinamarqueses a capacidade estática da estaca, para diversos fatores tempo. Na Figura 6.5 encontra-se essa simulação.

Observa-se na simulação que, para um fator tempo igual a 1 (final da cravação), a capacidade estática esperada seria de 2333 kN. Este valor está na ordem de grandeza das capacidades mobilizadas nos ensaios de carregamento dinâmicos, realizados no fim das cravações (Tabela 5.4). Para um fator tempo igual a 3,0, a capacidade estimada pela fórmula dos Dinamarqueses (7002 kN) se aproxima bastante da capacidade estática medida na prova de carga estática. Um fator tempo igual a 2,0 conduz, obviamente, a uma capacidade intermediária no valor de 4668 kN.

Assim, os resultados da PCE indicam que a faixa de variação de FT escolhida neste trabalho, entre 2,0 e 3,0, reflete suficientemente bem o efeito “set-up” na obra estudada, sendo que o valor de FT igual a 2,0 é, provavelmente, uma estimativa conservadora.

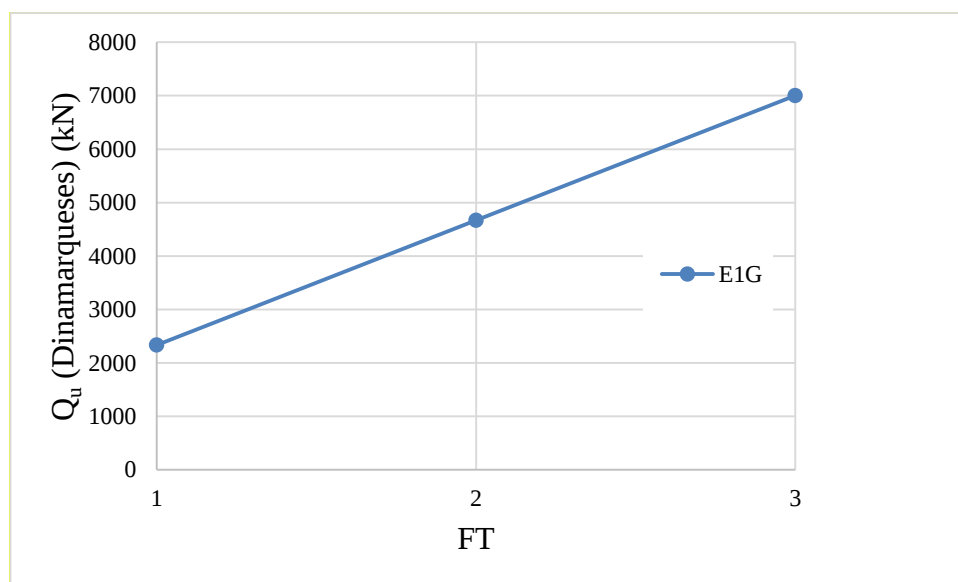


Figura 6.5 – Estimativa do fator tempo FT para a estaca E1G

7- ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

7.1 – INTRODUÇÃO

Este Capítulo apresenta o estudo da confiabilidade do estaqueamento do cais 1 do Estaleiro Honório Bicalho, através do cálculo do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de ruína (p_f) e do fator de segurança global (FS) do estaqueamento. O fator de segurança global foi obtido, dividindo-se o valor da capacidade média pelo valor da solicitação média, em cada módulo do cais. Os demais parâmetros foram definidos no item 2.3.5.

Os cálculos foram efetuados a partir das distribuições probabilísticas das capacidades estáticas e das solicitações das estacas, definidas nos capítulos anteriores. As distribuições foram consideradas normais, com base nos resultados do teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov. E ainda, as duas variáveis aleatórias (capacidade e solicitação) foram consideradas independentes entre si (coeficiente de correlação nulo).

7.2 - RESULTADOS OBTIDOS

A seguir são apresentados os resultados dos índices de confiabilidade (β), das probabilidades de ruína (p_f) e dos fatores de segurança globais (FS) para três combinações entre capacidades e solicitações. Nas tabelas mostradas, as probabilidades de ruína estão na forma de $1/N$ significando uma ocorrência de ruína para N eventos.

A primeira combinação usa os resultados das estimativas “a priori” de capacidade, considerando os métodos de Aoki & Velloso e de Décourt & Quaresma, sendo os resultados mostrados na Tabela 7.1, onde “A & V” indica o método de Aoki & Velloso e “D & Q” indica o método de Décourt & Quaresma.

Tabela 7.1 – Fator de segurança, índice de confiabilidade e probabilidade de ruína – capacidades “a priori”

PLATAFORMA	Fator de Segurança (FS)		Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Ruína (p_F) 1/N (eventos)	
	A & V	D & Q	A & V	D & Q	A & V	D & Q
Load In/Load Out	2,48	2,69	3,46	3,15	3669	1205
Ligação 1	2,58	2,81	3,31	2,97	2132	665
Montagem 1	2,22	2,61	2,93	2,99	584	705
Ligação 2	2,41	2,34	2,87	2,66	490	257
Montagem 2	2,50	2,88	3,11	2,98	1072	694

A segunda combinação usa os dados da função de verossimilhança, considerando os fatores tempo (FT) iguais a 2,0 e 3,0, sendo os resultados mostrados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Fator de segurança, índice de confiabilidade e probabilidade de ruína – função de verossimilhança

PLATAFORMA	Fator Tempo (FT)	Fator de Segurança (FS)	Índice de Confiabilidade (β)	Probabilidade de Ruína (p_F) 1/N (eventos)
Load In/Load Out	2,0	1,88	2,42	127
Ligação 1		2,61	4,06	40200
Montagem 1		3,59	6,98	$6,86 \times 10^{11}$
Ligação 2		3,02	6,42	$1,45 \times 10^{10}$
Montagem 2		3,25	5,79	$2,92 \times 10^8$
Load In/Load Out	3,0	2,82	3,58	5920
Ligação 1		3,91	5,22	$1,09 \times 10^7$
Montagem 1		5,39	8,47	$> 1,0 \times 10^{15}$
Ligação 2		4,53	8,24	$> 1,0 \times 10^{15}$
Montagem 2		4,88	7,10	$1,57 \times 10^{12}$

A terceira combinação usa os dados das distribuições de capacidade “a posteriori”. Os resultados são mostrados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Fator de segurança, índice de confiabilidade e probabilidade de ruína – capacidades “a posteriori”

PLATAFORMA	Fator Tempo (FT)	Fator de Segurança (FS)		Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Ruína (p_F) 1/N (eventos)	
		A & V	D & Q	A & V	D & Q	A & V	D & Q
Load In/Load Out	2,0	2,12	2,11	3,67	3,42	8396	39400
Ligação 1		2,60	2,66	4,84	4,72	$1,5 \times 10^6$	$8,5 \times 10^5$
Montagem 1		3,00	3,31	6,57	7,04	$3,9 \times 10^{10}$	$1,0 \times 10^{12}$
Ligação 2		2,87	2,86	6,51	6,45	$2,6 \times 10^{10}$	$1,7 \times 10^{10}$
Montagem 2		2,98	3,16	6,03	6,18	$1,2 \times 10^9$	$3,2 \times 10^9$
Load In/Load Out	3,0	2,62	2,76	4,61	4,50	$4,9 \times 10^5$	$3,0 \times 10^5$
Ligação 1		3,13	3,41	5,54	5,60	$6,5 \times 10^7$	$9,3 \times 10^7$
Montagem 1		3,40	4,07	6,90	7,75	$3,7 \times 10^{11}$	$2,3 \times 10^{14}$
Ligação 2		3,64	3,65	7,63	7,57	$8,3 \times 10^{13}$	$5,3 \times 10^{13}$
Montagem 2		3,53	4,04	6,58	7,03	$4,2 \times 10^{10}$	$9,5 \times 10^{11}$

Com os resultados obtidos, mostrados nas Tabelas 7.1, 7.2 e 7.3 podem-se resumir as seguintes observações:

- Os índices de confiabilidade (β) tiveram um aumento significativo após a atualização da capacidade de carga através do Teorema de Bayes, e ficaram sempre acima de 3,09, valor mínimo considerado aceitável na Engenharia de Fundações;
- Mesmo com os fatores de segurança globais (FS) próximos entre as estimativas “a priori” e “a posteriori” os resultados das probabilidades de ruína (p_F) são muitas vezes menores após a atualização das capacidades de carga através do Teorema de Bayes.
- Os resultados também mostram que nem sempre um fator de segurança mais alto corresponde a uma probabilidade de ruína mais baixa. A probabilidade de ruína, incorporando não só as médias mas também as variabilidades (desvios padrão) das capacidades e solicitações, traduz de forma mais apurada a segurança de uma estrutura.

8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

8.1 – CONCLUSÕES

8.1.1 – Estimativas “a priori”

- a) Os valores das previsões de capacidade de carga, pelo método de Décourt & Quaresma, para uma mesma profundidade, foram maiores que os valores calculados pelo método de Aoki & Velloso.
- b) A previsão de uma capacidade de carga correspondente a duas vezes a carga de serviço prevista para as estacas, foi atingida na mesma elevação para os dois métodos adotados (Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma) nas plataformas Load In/Out, Ligação 1, Montagem 1 e Montagem 2. Somente na plataforma de Ligação 2 as profundidades diferiram, em um metro.
- c) As profundidades de assentamento previstas no presente trabalho confirmam aquela definida pelo projetista do cais (entre 33 e 34 metros).
- d) Adotando-se um coeficiente de variação de 50% para os valores de N_{SPT} , a variabilidade dos valores de previsão de capacidade de carga e os desvios padrão, calculados pelo método de Aoki & Velloso foram menores que os valores calculados pelo método de Décourt & Quaresma. No primeiro método o coeficiente de variação resultou entre 16% e 19%, enquanto o segundo método resultou entre 19% e 21%.

8.1.2 – Função de Verossimilhança

- a) Adotando-se um fator tempo FT igual a 2,0, o valor de capacidade de carga das estacas da plataforma Load In/Load Out é maior nos resultados “a priori” do que nas funções de verossimilhança. Na plataforma de Ligação 1 o valor da capacidade de carga é maior somente pelo método de Décourt & Quaresma em relação à verossimilhança, também para um FT igual a 2,0.
- b) Já para o restante das análises, os valores encontrados de verossimilhança são maiores que os valores “a priori”. Isto inclui as demais análises adotando-se um FT igual a 2,0 e todas as análises adotando-se um FT igual a 3,0.
- c) Os coeficientes de variação resultaram entre 9% e 17%, o que traduz a heterogeneidade do solo, através da variabilidade das negas medidas.

8.1.3 – Estimativas “a posteriori”

- a) Adotando-se um fator tempo FT igual a 3,0 os indicadores de falha apontaram atualizações satisfatórias para a plataforma de Load in/Load out (estimativas “a priori” por Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma) e para a plataforma de Ligação 1 (D&Q). As demais análises tiveram atualizações apontadas como não-satisfatórias, indicando um afastamento inaceitável (pelo critério de Guttormsen) entre as distribuições “a priori” e de verossimilhança.
- b) Já a adoção de um fator tempo FT igual a 2,0 conduziu a atualizações satisfatórias em todas as análises, à exceção da plataforma de Montagem 1 (A&V e D&Q).
- c) Os valores de desvio padrão resultantes das estimativas “a posteriori” foram menores que os valores encontrados “a priori” e na função de verossimilhança, mostrando a diminuição da dispersão dos resultados de capacidade (e portanto na incerteza), em função do acréscimo de informações através

dos dados observados durante e após a cravação das estacas, aumentando assim a confiabilidade da fundação.

- d) O resultado de uma prova de carga estática, realizada em uma das estacas da obra, 4 meses após a cravação, indica uma capacidade de carga de longo prazo entre 7000 kN e 9000 kN. Esta faixa de variação é coerente com as capacidades “a posteriori” obtidas adotando-se fator tempo FT igual a 3,0, e ligeiramente superior às capacidades “a posteriori” obtidas adotando-se um FT igual a 2,0.

8.1.4 – Análise de confiabilidade

- a) Os valores dos índices de confiabilidade resultantes da combinação entre capacidades “a posteriori” e solicitações foram maiores que os valores resultantes da combinação entre capacidades “a priori” e solicitações e da combinação entre a função de verossimilhança e solicitações em todas as plataformas menos nas plataformas de montagem 01, plataforma de ligação 02 e plataforma de montagem 02 (A&V e D&Q) e FT igual a 2 e 3. Este resultado mostra que houve um ganho de confiabilidade após a atualização da capacidade de carga das estacas.
- b) Comparando os fatores de segurança globais resultantes da combinação das capacidades “a posteriori” com as solicitações, e das capacidades “a priori” com as solicitações, verifica-se que os resultados são muito próximos entre si, o que aparentemente poderia sugerir que não houve nenhuma alteração em relação à segurança da fundação através da análise bayesiana. Mas ao comparar as probabilidades de ruína da estrutura, após a atualização através do teorema de Bayes, verifica-se uma grande redução dos valores obtidos, mostrando que fatores de segurança iguais ou próximos podem resultar em probabilidades de ruína bem diferentes. Assim sendo, a análise de segurança não deve ser realizada de forma determinística, considerando apenas o fator de segurança, e sim considerando as dispersões existentes entre as curvas de Capacidades e Solicitações em torno de seus valores médios.

- d) Após atualização pelo teorema de Bayes, os índices de confiabilidade de todas as plataformas do cais foram maiores que 3,09, valor mínimo que, segundo Aoki (2002), é considerado aceitável na área de Engenharia de Fundações, conduzindo a probabilidades de ruína inferiores a 1/1000 eventos.

8.2 – SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- a) Incluir no estudo da variabilidade das solicitações os diversos cenários de carregamento previstos para a estrutura.
- b) Utilizar outros métodos de previsão para a determinação das estimativas “a priori” de capacidade de carga.
- c) Utilizar outros métodos dinâmicos para determinação da função de verossimilhança.
- d) Incluir o efeito da interação solo-estrutura (recalques nas estacas) na análise de confiabilidade.
- e) Analisar a probabilidade de ruína individual de cada estaca da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo, editora Edgard Blucher Ltda, 4ª reimpressão, 2009.

ALVES, A. M. L.; AMADORI, T. **Variância estatística associada a métodos semi empíricos para estimativa da capacidade de carga de estacas**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, No. 20, pp.61-67, 2012 (http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Sumario_Numero20.htm).

ALVES, A. M. L. ; DIAS, C. R. R. **Obra do Cais 1 – Estaleiro Honório Bicalho - Estudo de Cravabilidade das Estacas de Fundação**. 2012, Relatório. FURG- Universidade Federal de Rio Grande.

ALVES, A. M. L., LOPES, F. R. e DANZIGER, B. R. **Métodos Dinâmicos para Previsão e Controle do Comportamento de Estacas Cravadas**, Teoria e Prática na Engenharia Civil, V.4, pp.12-21, 2004 (http://www.mikrus.com.br/~revistatpec/sumario_numero4.htm).

ALVES, A. M. de L. **A Influência da Viscosidade do Solo e do Tempo após a Cravação na Interação Estaca-Solo em Argilas**. 2004, Tese (Doutorado em Engenharia Civil). UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

AMADORI, T. **Análise de confiabilidade das fundações da obra de ampliação do cais do terminal de contêineres do porto de Rio Grande (RS) aplicando metodologia bayesiana**. 2013, Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica). FURG- Universidade Federal de Rio Grande.

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

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

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas.** Notas de aula. Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

AOKI, N. **Controle “in situ” da Capacidade de Carga da Estacas Pré-Fabricadas via Repique Elástico da Cravação.** Palestra realizada no Instituto de Engenharia no Instituto de Engenharia de São Paulo, 1986

AOKI, N. **Novo Conceito de Carga Admissível de Fundação Profunda Baseado em Probabilidade de Ruína.** In: III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2002, Joinville. Anais do GEOSUL. 2002. Porto Alegre: Gráfica e Editora Pallotti, 2002, pp. 131-139.

ARENA. Arena User's Guide. Disponível em: <<http://iiesl.utk.edu/Courses/IE406%20S07/Slides/Arena%20User%27s%20Guide.pdf>> Acesso em 25 de julho de 2015.

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

AVELINO, J. D. **Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles.** 2006, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ-Universidade Federal do Rio de Janeiro.

BAECHER, G. B., CHRISTIAN, J. T. **Spatial Variability and Geotechnical Reliability.** In: RELIABILITY-BASED DESIGN IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, Kok-Kwang Phoon (Ed.), Taylor & Francis, 2008, pp. 76-133.

BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir de SPT.** 1993, Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

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

CABRAL, E. V. **Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana**. Rio de Janeiro, Julho, 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UERJ – 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.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de valores de SPT**. Anais, VI COBRAMSEF, V. 1, pp. 45-53, Rio de Janeiro, 1978.

DÉCOURT, L. ; QUARESMA, A. R. **Como Calcular (Rapidamente) a Capacidade de Carga Limite de uma Estaca**. A Construção, São Paulo, 1982.

DZIEKANIAK, N. L. **Remodelação de Obras Portuárias: Fundações em Estacas Mistas no Porto Novo do Rio Grande**. Rio Grande, maio, 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica). FURG – Universidade Federal do Rio Grande.

ESTASUL. **Relatório de Sondagens Geotécnicas à Percussão (SPT – Standard Penetration Test)**. Relatório. Porto Alegre, 2011

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

GOOGLE MAPS. **Página Eletrônica do Google Maps**. Acessado em maio de 2015. www.googlemaps.com.

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. **Segurança das Fundações e Escavações**.2. ed. São Paulo:Pini 1999,p.208.

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

LACASSE, S., NADIM, F. **Reliability Issues and Future Challenges in Geotechnical Engineering for Offshore Structures**. PNGI Publication No. 191, 30 p., 1994.

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

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

LAPROVITERA,H. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do Banco de Dados**. 1988, Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ, R io de Janeiro.

MAGALHÃES, F. C. **Análise das Fundações da Obra de Modernização do Cais do Porto Novo de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana**. Rio Grande, Setembro, 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica). FURG – 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.

MONTEIRO, P.F., **Capacidade de Carga de Estacas-método Aoki-Velloso**. 1997, Relatório Interno de Estacas Franki Ltda.

NEVES, L.F.S., **Metodologia para a Determinação da Eficiência do Ensaio SPT através de Prova de Carga Estática sobre o Amostrador Padrão**. 2004, Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de São Carlos.

QUARESMA, A. R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A. R., ALMEIDA, M. S., DANZIGER, F. , **Fundações Teoria e Prática**. 1996, São Paulo: Pini

SANTOS, M.S. **Inferência Bayesiana na Avaliação da Segurança de Fundações em Estacas de Deslocamento**. 2008, Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

SMITH, E. A. L., **Pile Driving Analysis by the Wave Equation**. 1960, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division . Proc . of American Society Civil Engineering (ASCE).

SOCIEDADE DA EMPREITADAS E TRABALHOS HIDRÁULICOS, S.A.-SETH . **Página eletrônica da SETH**. Acessado em abril de 2015. www.seth.pt/pt/equipamentos

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

SUPRG. **Página Eletrônica do Porto do Rio Grande**. Superintendência do Porto do Rio Grande. Acessado em maio de 2015. www.portoriogrande.com.br.

TECTON ENGENHARIA. **Projeto Executivo-Critérios Básicos de Projeto para o Cais 1.** Relatório, 2011.Engineering

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

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile.** 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1953.

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, nº SM 3, 1972.

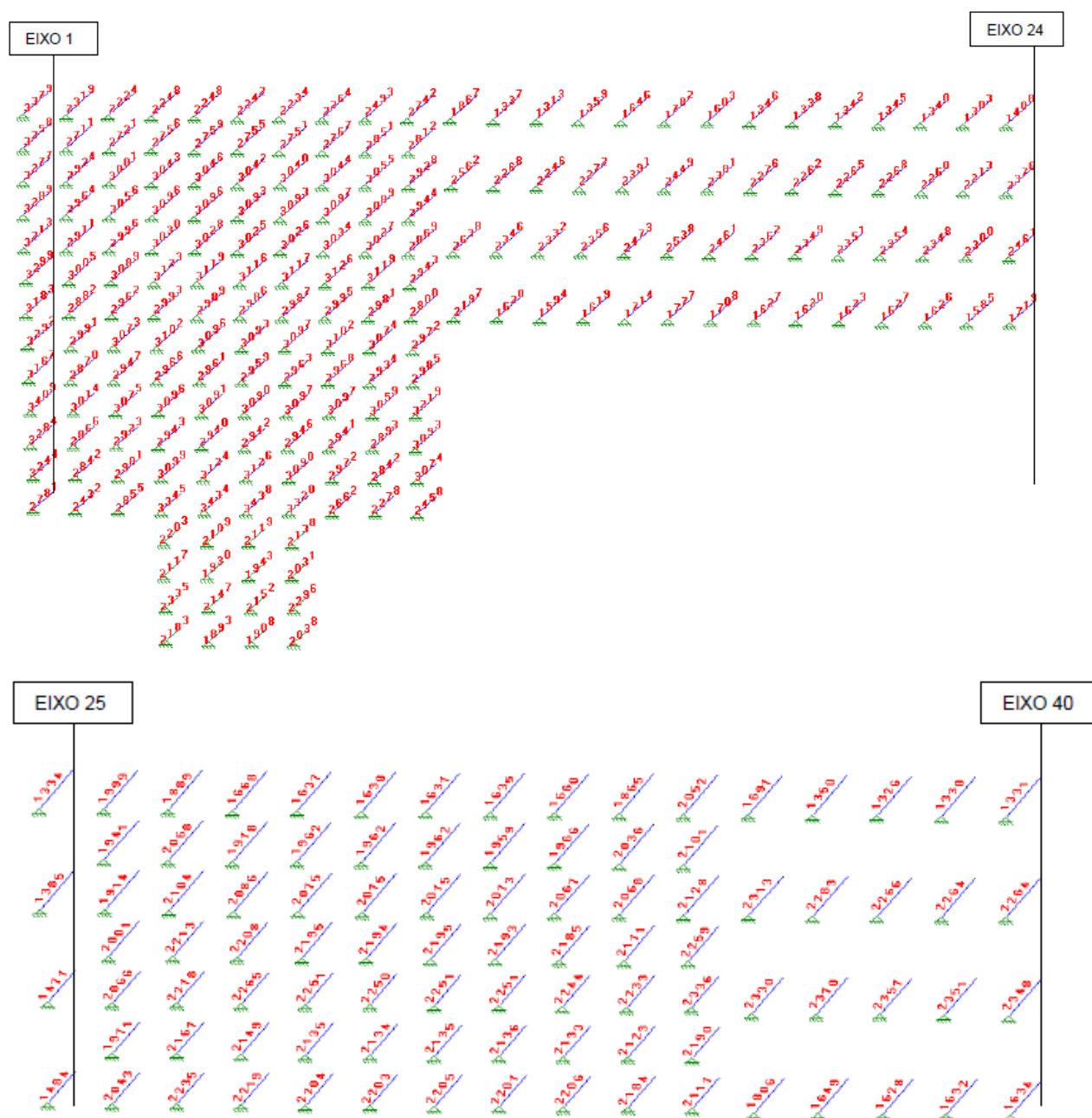
ANEXOS

A – SOLICITAÇÕES MÁXIMAS SOBRE AS ESTACAS

7. DIMENSIONAMENTO

7.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DAS ESTACAS

Combinações para o Estado Limite de Serviço.





NORMAIS MÁXIMAS POR TRECHOS		
PONTE DE ACESSO	Nk =	2335 kN
LOAD IN/OUT	Nk =	3438 kN
1ª PLATAFORMA DE LIGAÇÃO	Nk =	2638 kN
2ª PLATAFORMA DE LIGAÇÃO	Nk =	2407 kN
1ª PLATAFORMA DE MONTAGEM	Nk =	2336 kN
2ª PLATAFORMA DE MONTAGEM	Nk =	2461 kN

Cliente	QUIP S.A.	Ref.	1773.11	Des.	Evandro Eifer
Obra	Obra portuária	Data	14/2/2011	Folha	7 / 14
Local	Av. Honório Bicalho, 11 - Bairro Getúlio Vargas - Rio Grande/RS	Escala	1 : 100	Eng.	

[illegible]

[illegible]

B.2 – SONDAGEM SP 14

PERFIL DE SONDAGEM											
SONDAGEM SP.14											
INÍCIO 05/01/2011 FIM 08/01/2011											
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUND. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.	Revestimento ø 63.5 mm = 2 1/2 " ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 " ø EXTERNO 50.8 mm = 2 " Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO					RES.	MAX.			CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	10	20	30	40							
					1					água	Água.
					2	2,40					
1					3						
45					4						
1					5					mole*	Argila orgânica com pouca areia fina, cor cinza escuro.
45					6						
1					7	7,00					
45					8						
1					9					fofa a pouco compacta**	Areia fina argilosa, cor cinza escuro.
30					10	8,50					
15					11						
3					12						
2					13	13,00				medianamente compacta a	Areia fina, cor cinza médio.
15					14						
1					15						
15					16						
2					17						
5					18						
15					19						
5					20						
15					21						
2					22						
15					23						
2					24						
15					25						
2					26						
15					27						
2					28						
15					29						
2					30						
15					31						
2					32						
15					33						
2					34						
15					35						
2					36						
15					37						
2					38						
15					39						
2					40						
15					41						
2					42						
15					43						
2					44						
15					45						
2					46						
15					47						
2					48						
15					49						
2					50						

PERFIL DE SONDAGEM												
SONDAGEM SP.14												
INÍCIO 05/01/2011 FIM 08/01/2011												
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUND. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONSISTÊNCIA OU COMPACTAÇÃO	Revestimento ø 63.5 mm = 2 1/2 " ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 " ø EXTERNO 50.8 mm = 2 " Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm		
N.º DE GOLPES	GRÁFICO					RES.	MAX.				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
4 6 10					18						medianamente compacta*	Areia fina argilosa, cor cinza médio a escuro.
15 15 15					19							
6 8 9					20							
15 15 15					21							
5 7 10					22							
2 4 3					23						média*	Argila orgânica com areia fina, cor cinza escuro esverdeado.
15 15 15					24							
3 4 5					25	25,00						
15 15 15					26							
3 2 4					27							
15 15 15					28						muito compacta*	Areia fina a média, cor cinza médio.
2 2 2					29							
15 15 15					30							
3 5 3					31							
15 15 15					32	32,00						
2 4 6					33							
15 15 15					34							
14 25 26												
15 15 15												
12 23 17												
15 15 15												

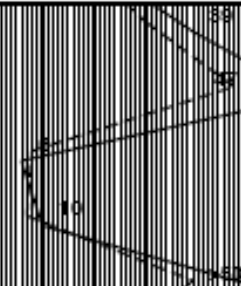
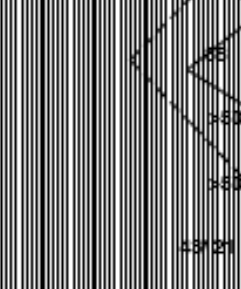
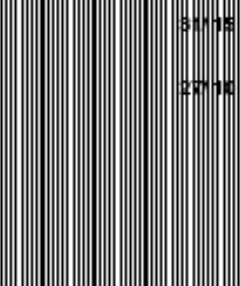
GRAU DE FRATURACÃO	80 60 40 20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.
	RECUPERAÇÃO (%)	1	---	---	T. Cavadeira	0,00		Foi usada bentonita.
		2	---	---	T. Espiral			
		3	---	---	Lavagem	2,40	45,10	
Lavagem por tempo (10 min) início (m) :---								
Estatios: 1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm								

PERFIL DE SONDAGEM										
SONDAGEM SP.14										
INÍCIO 05/01/2011 FIM 08/01/2011										
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.**	Revestimento ø 83.5 mm = 2 1/2 " Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 " ø EXTERNO 50.8 mm = 2 " Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				RES.	MAX.				
	10	20	30	40						
12 23 17										
15 15 15										
9 10 15										
15 15 15										
10 12 24										
15 15 15										
5 2 3										
15 15 15										
17 31										
15 15										
10 12 12										
15 15 15										
12 10 17										
15 15 15										
14 22 29										
15 15 15										
18 30										
15 15										
19 20										
15 7										
32										
15										
26										
10										
				80	60	40	20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)
				RECUPERAÇÃO (%)						Método
										Início(m)
										Fim(m)
										OBS.
										Foi usada bentonita.
										Lavagem por tempo (10 min) (m) :---
										Estágios: 1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm
										T. Cavadeira
										T. Espiral
										Lavagem

B.3 – SONDAGEM SP 20

PERFIL DE SONDAGEM											
SONDAGEM SP.20					INICIO 11/02/2011 FIM 12/02/2011						
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUND. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				RES.	MAX.					
	10	20	30	40							
					1					Água	Água.
					2						
					3	2,85					
1 / 45					4					muito mole*	Argila orgânica, cor cinza escuro.
1 / 45					5						
1 / 45					6						
1 / 30 1 / 15					7	6,50					
1 1 1 / 15 15 15					8					mole*	Argila orgânica com pouca areia fina, cor cinza escuro.
1 1 2 / 15 15 15					9						
1 1 2 / 15 15 15					10						
1 2 2 / 15 15 15					11	10,70					
3 3 6 / 15 15 15					12						
4 8 12 / 15 15 15					13						
5 7 13 / 15 15 15					14	14,00				compacta**	Areia fina com conchas, cor cinza claro.
2 2 3 / 15 15 15					15						
3 2 2 / 15 15 15					16	16,50				mole*	Argila orgânica com pouca areia fina e com conchas, cor cinza escuro.
2 2 2 / 15 15 15					17						
4 5 7 / 15 15 15					18						
					19					medianamente compacta**	Areia fina argilosa, cor cinza médio.
					20						
GRAU DE FRATURACÃO	RECUPERAÇÃO (%)				Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS. Foi usado benlito.
					1	--	--	T. Cavadeira	0,00		
					2	--	--	T. Espiral			
Lavagem por tempo (10 min) início (m) :--					3	--	--	Lavagem	2,65	44,10	
Estatios: 1.4-- cm - 2.9-- cm - 3.4-- cm											

PERFIL DE SONDAGEM											
SONDAGEM SP.20					INÍCIO 11/02/2011 FIM 12/02/2011						
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.™	Revestimento Amostrador Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm			
N.º DE GOLPES	GRÁFICO		RES.	MAX.				Ø 68.5 mm = 2 1/2" * Ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8" * Ø EXTERNO 50.8 mm = 2" *	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
4 5 7		0.00								mediana compacta	Areia fina argilosa, cor cinza médio.
15 15 15		0.05									
3 5 4		0.10									
15 15 15		0.15									
4 4 6		0.20									
15 15 15		0.25									
3 2 3		0.30									
15 15 15		0.35									
2 2 2		0.40									
15 15 15		0.45									
1 2 2		0.50							mole	Argila com areia fina, cor cinza médio.	
15 15 15		0.55									
1 2 2		0.60									
15 15 15		0.65									
1 2 2		0.70									
15 15 15		0.75									
2 2 2		0.80									
15 15 15		0.85									
2 2 2		0.90									
15 15 15		0.95									
2 2 2		1.00							compacta a muito compacta	Areia fina a média, cor marrom médio.	
15 15 15		1.05									
2 2 2		1.10									
15 15 15		1.15									
1 2 2		1.20									
15 15 15		1.25									
2 2 1		1.30									
15 15 15		1.35									
5 11 11		1.40									
15 15 15		1.45									
10 10 13		1.50									
15 15 15		1.55									
6 9 12		1.60									
15 15 15		1.65									
12 18 21		1.70									
15 15 15		1.75									
15 15 15		1.80									
GRAU DE FRATURAMENTO	80 60 40 20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS. Foi usado bençito.			
Lavagem por tempo (10 min) início (m) :--		1	--	--	T. Cavadeira	0,00					
Estágios: 1.ª-- cm - 2.ª-- cm - 3.ª-- cm		2	--	--	T. Espiral						
		3	--	--	Lavagem	2,65	44,10				

PERFIL DE SONDAGEM											
SONDAGEM SP.20											
INICIO 11/02/2011 FIM 12/02/2011											
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	Revestimento ø 68.5 mm = 2 1/2 * Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 * ø EXTERNO 50.8 mm = 2 * Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				RES.	MAX.					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	10	20	30	40							
12 18 23 15 15 15 16 31 15 15					35.00 35.50 36.00				compacta a muito compacta*	Areia fina a média, cor marrom médio.	
5 3 3 15 15 15 3 4 8 15 15 15					36.00 36.50 37.00 37.70				média*	Argila com areia fina, cor variegada.	
14 25 26 15 15 15 10 17 21 15 15 15 13 26 32 15 15 15 10 32 15 15 26 17 15 6 31 15 27 10					37.70 38.00 38.50 39.00 39.50 40.00 40.50 41.00 41.50 42.00 42.50 43.00 43.50 44.00 44.10				muito compacta*	Areia graduada, cor marrom médio.	
Final de sondagem. Impenetrável.											
GRAU DE FRATU- RAÇÃO	RECUPERAÇÃO (%)				Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS. For usado benéfico.
					1	--	--	T. Cavadeira	0,00		
					2	--	--	T. Espiral			
Lavagem por tempo (10 min) início (m) :--					3	--	--	Lavagem	2,65	44,10	
Estágios: 1.º -- cm - 2.º -- cm - 3.º -- cm											

B.4 – SONDAGEM SP 1

PERFIL DE SONDAGEM											
SONDAGEM SP1					COTA 0,00		INICIO 17/02/09		FIM 19/02/09		
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR					PROFUND. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLO. GICO	CONS. OU COMP.	Revestimento ø 69.5 mm = 2 1/2 " Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 " ø EXTERNO 50.8 mm = 2 " Peso: 65 kg Alt. Queda 75 cm
N.º DE GOLPES	GRÁFICO					RES.	MAX.				
	10	20	30	40							
									1		Água.
									2		
									3		
1 / 46					2.30				4		Argila orgânica com pouca areia fina, cor cinza escuro.
									5		
1 / 46									6		
									7		
1 / 46									8		
1 / 30 1 / 15					6.00				9		Areia fina argilosa, cor cinza médio.
									10		
1 / 15 1 / 30									11		
1 / 15 1 / 15 1 / 15									12		
1 / 15 1 / 15 1 / 15									13		
1 / 15 1 / 15 1 / 15									14		
1 2 2					10.00				15		Areia fina e média com fragmentos de conchas, cor cinza médio.
15 15 15									16		
15 15 15									17		
15 15 15									18		
15 15 15									19		
2 3 6					13.80				20		Argila orgânica com areia fina e fragmentos de conchas, cor cinza escuro.
15 15 15									21		
15 15 15									22		
15 15 15									23		
15 15 15									24		
2 3 2					16.80				25		Areia fina com argila orgânica, cor cinza médio.
15 15 15									26		
15 15 15									27		
15 15 15									28		
15 15 15									29		
2 2 2									30		
15 15 15									31		
15 15 15									32		
15 15 15									33		
15 15 15									34		
15 15 15									35		
15 15 15									36		
15 15 15									37		
15 15 15									38		
15 15 15									39		
15 15 15									40		
15 15 15									41		
15 15 15									42		
15 15 15									43		
15 15 15									44		
15 15 15									45		
15 15 15									46		
15 15 15									47		
15 15 15									48		
15 15 15									49		
15 15 15									50		
15 15 15									51		
15 15 15									52		
15 15 15									53		
15 15 15									54		
15 15 15									55		
15 15 15									56		
15 15 15									57		
15 15 15									58		
15 15 15									59		
15 15 15									60		
15 15 15									61		
15 15 15									62		
15 15 15									63		
15 15 15									64		
15 15 15									65		
15 15 15									66		
15 15 15									67		
15 15 15									68		
15 15 15									69		
15 15 15									70		
15 15 15									71		
15 15 15									72		
15 15 15									73		
15 15 15									74		
15 15 15									75		
15 15 15									76		
15 15 15									77		
15 15 15									78		
15 15 15									79		
15 15 15									80		
15 15 15									81		
15 15 15									82		
15 15 15									83		
15 15 15									84		
15 15 15									85		
15 15 15									86		
15 15 15									87		
15 15 15									88		
15 15 15									89		
15 15 15									90		
15 15 15									91		
15 15 15									92		
15 15 15									93		
15 15 15									94		
15 15 15									95		
15 15 15									96		
15 15 15									97		
15 15 15									98		
15 15 15									99		
15 15 15									100		
15 15 15									101		
15 15 15									102		
15 15 15									103		
15 15 15									104		
15 15 15									105		
15 15 15									106		
15 15 15									107		
15 15 15									108		
15 15 15									109		
15 15 15									110		
15 15 15									111		
15 15 15									112		
15 15 15									113		
15 15 15									114		
15 15 15									115		
15 15 15									116		
15 15 15									117		
15 15 15									118		
15 15 15									119		
15 15 15									120		
15 15 15									121		
15 15 15									122		
15 15 15									123		
15 15 15									124		
15 15 15									125		
15 15 15									126		
15 15 15									127		
15 15 15									128		
15 15 15									129		
15 15 15									130		
15 15 15									131		
15 15 15									132		
15 15 15									133		
15 15 15									134		
15 15 15									135		
15 15 15									136		
15 15 15									137		
15 15 15									138		
15 15 15									139		
15 15 15									140		
15 15 15									141		
15 15 15									142		
15 15 15									143		
15 15 15									144		
15 15 15									145		
15 15 15									146		
15 15 15									147		
15 15 15									148		
15 15 15									149		
15 15 15									150		
15 15 15									151		
15 15 15									152		
15 15 15									153		
15 15 15									154		
15 15 15									155		
15 15 15									156		
15 15 15									157		
15 15 15									158		
15 15 15									159		
15 15 15									160		
15 15 15									161		
15 15 15									162		
15 15 15									163		
15 15 15									164		
15 15 15									165		
15 15 15									166		
15 15 15									167		
15 15 15									168		
15 15 15									169		
15 15 15									170		
15 15 15									171		
15 15 15									172		
15 15 15									173		
15 15 15									174		
15 15 15									175		
15 15 15									176		
15 15 15									177		
15 15 15									178		
15 15 15									179		
15 15 15									180		
15 15 15									181		
15 15 15									182		
15 15 15									183		
15 15 15									184		
15 15 15									185		
15 15 15									186		
15 15 15											

PERFIL DE SONDAGEM											
SONDAGEM SP1				COTA 0,00			INÍCIO 17/02/09 FIM 19/02/09				
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR					PROFUND. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.	Revestimento ø 68.5 mm = 2 1/2" ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8" ø EXTERNO 50.8 mm = 2" Peso: 65 kg Alt. Queda 75 cm
N.º DE GOLPES	GRÁFICO					RES.	MAX.				
	10	20	30	40							
3 5 2									17		median. compacta Areia fina com argila orgânica, cor cinza médio.
15 15 15									18		
2 3 5									19		
15 15 15									20		
3 4 6									21		
15 15 15									22		
5 2 2									23		
15 15 15									24		
2 2 2									25		
15 15 15									26		
2 2 2									27	mole* Argila orgânica com areia fina, cor cinza escuro esverdeado.	
15 15 15									28		
2 2 2									29		
15 15 15									30		
1 1 2									31		
15 15 15									32	compacta Areia fina e média, cor marrom cinzento.	
1 2 2									33		
15 15 15									34		
1 1 1									35		
15 15 15									36		
1 2 2									37	27,00	
15 15 15									38		
1 2 2									39		
15 15 15									40		
1 1 1									41	31,00	
15 15 15									42		
1 30									43		
5 10 13									44		
15 15 15									45		
10 11 11									46		
15 15 15									47		
9 12 10									48		
15 15 15									49		
17 19 23									50		
15 15 15									51		
GRAU DE FRAÇÃO RECUPERAÇÃO (%)					Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS. Utilizado bentonita. Lãm. d'água: 2,30 m início e 2,50 m final.
Lavagem por tempo (10 min) início (m) : ---					1	---	---	T. Cavadeira	0,00		
Estações: 1 8 = cm - 2 3 = cm - 3 6 = cm					2	---	---	T. Espiral			
					3	---	---	Lavagem		43,12	

PERFIL DE SONDAGEM												
SONDAGEM SP1					COTA 0,00		INICIO 17/02/09		FIM 19/02/09			
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR					PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.*	Revestimento ø 68.5 mm = 2 1/2" ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8" ø EXTERNO 50.8 mm = 2" Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO					RES.	MAX.				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	10	20	30	40								
17 19 23										34	compacta*	Areia fina e média, cor marrom cinzento.
15 15 15										35		
14 26 15										36	média*	Argila com areia fina e média, cor variegada.
15 15 5										37		
3 2 2										38	muito compacta*	Areia graduada, cor variegada.
15 15 15										39		
2 3 3										40		
15 15 15										41		
15 22 30										42		
15 15 15										43		
17 32										44		
15 15										45		
22 13										46	Final de sondagem. Impenetrável.	
15 6										47		
31										48		
15										49		
27										50		
12										51		
										52		
										53		
										54		
										55		

GRAU DE FRATURACÃO	80	60	40	20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS. Utilizado bentonita. Lãm. d'água: 2,80 m início e 2,50 m final.
RECUPERAÇÃO (%)					1	--	--	T. Cavadeira	0,00		
Lavagem por tempo (10 min) início (m) :---					2	--	--	T. Espiral			
Estações: 1 1/2 --- cm - 2 1/2 --- cm - 3 1/2 --- cm					3	--	--	Lavagem	43,12		

B.5 – SONDAGEM SP 21

PERFIL DE SONDAGEM										
SONDAGEM SP.21										
INICIO 04/02/2011 FIM 07/02/2011										
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.º	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				RES.	MAX.				
				10	20	30	40			

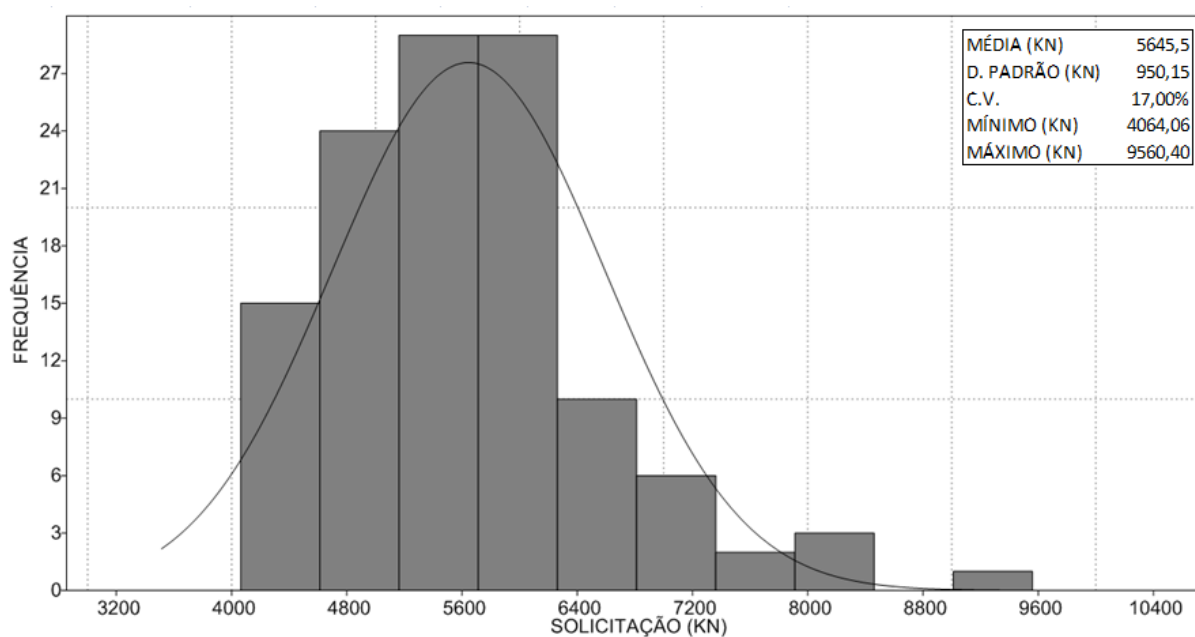
PERFIL DE SONDAGEM											
SONDAGEM SP.21					INICIO 04/02/2011 FIM 07/02/2011						
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				RES.	MAX.					
	10	20	30	40							
4 6 6										Argila orgânica com conchas e pouca areia fina, cor cinza escuro.	
15 15 15									pouco compacta		
2 3 2									a		
15 15 15									mediana	Areia fina argilosa, cor cinza médio.	
4 4 5									compacta		
15 15 15											
2 3 5											
15 15 15											
2 2 2											
15 15 15											
2 2 2											
15 15 15											
2 2 2											
15 15 15											
1 2 2											
15 15 15											
1 2 2											
15 15 15											
2 3 3											
15 15 15											
2 2 2											
15 15 15											
1 2 2											
15 15 15											
1 1 2											
15 15 15											
2 3 3											
15 15 15											
6 10 13											
15 15 15											
10 12 13											
15 15 15											
15 15 15											
GRAU DE FRATURACÃO				RECUPERAÇÃO (%)		Leitura	Intervalo	N.A. (m)	Método	Início (m) Fim (m)	OBS. Foi usada bentonita.
						1	--	--	T. Cavadeira	0,00	
						2	--	--	T. Espiral		
						3	--	--	Lavagem	3,10 46,15	
Lavagem por tempo (10 min) início (m) : --											
Estágios: 1.º -- cm - 2.º -- cm - 3.º -- cm											

PERFIL DE SONDAGEM														
SONDAGEM SP.21														
INICIO 04/02/2011 FIM 07/02/2011														
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR					PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.**	Revestimento ø 68.5 mm = 2 1/2 * Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 * ø EXTERNO 50.8 mm = 2 * Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm			
N.º DE GOLPES	GRÁFICO					RES.	MAX.					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
10 12 13											multo compacta**	Areia fina a média, cor marrom médio.		
15 15 15														
15 27 27												média*	Argila com areia fina, cor variegada.	
15 15 15														
16 26 26													multo compacta**	Areia graduada, cor marrom médio.
15 15 10														
2 3 6														
15 15 15														
10 16 22														
15 15 15														
14 21 20														
15 15 15														
16 24 20														
15 15 15														
10 16 21														Final de sondagem. Impenetrável.
15 15 15														
12 23 20														
15 15 15														
19 31														
15 15														
30 15														
26 16														
15 5														
33 15														

APÊNDICE

A – FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA - HISTOGRAMAS E TESTE KOLGOMOROV-SMIRNOV

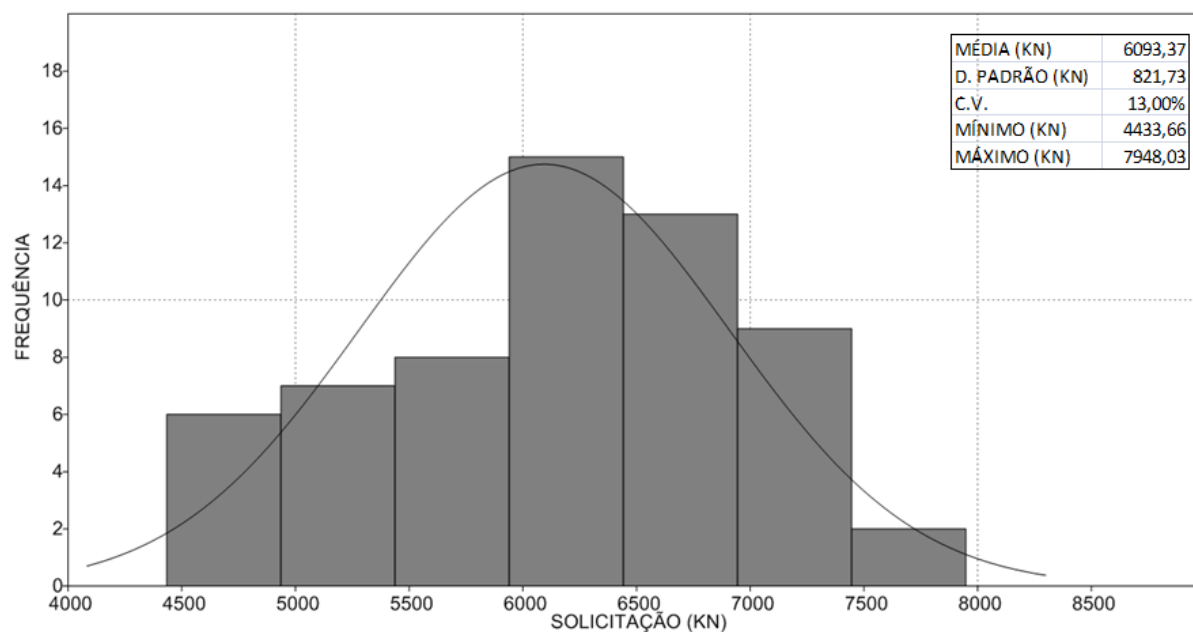
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma Load In/Out para FT = 2,0



Teste de Aderência Plataforma Load In/Out para FT = 2,0

N° OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,(α=5%)
119	CAP. CARGA	10	Beta	0,0834	0,125
			Weibull	0,118	
			Erlang	0,125	
			Normal	0,136	
			Gamma	0,161	
			Exponential	0,238	
			Lognormal	0,252	
			Triangular	0,304	
			Uniform	0,429	

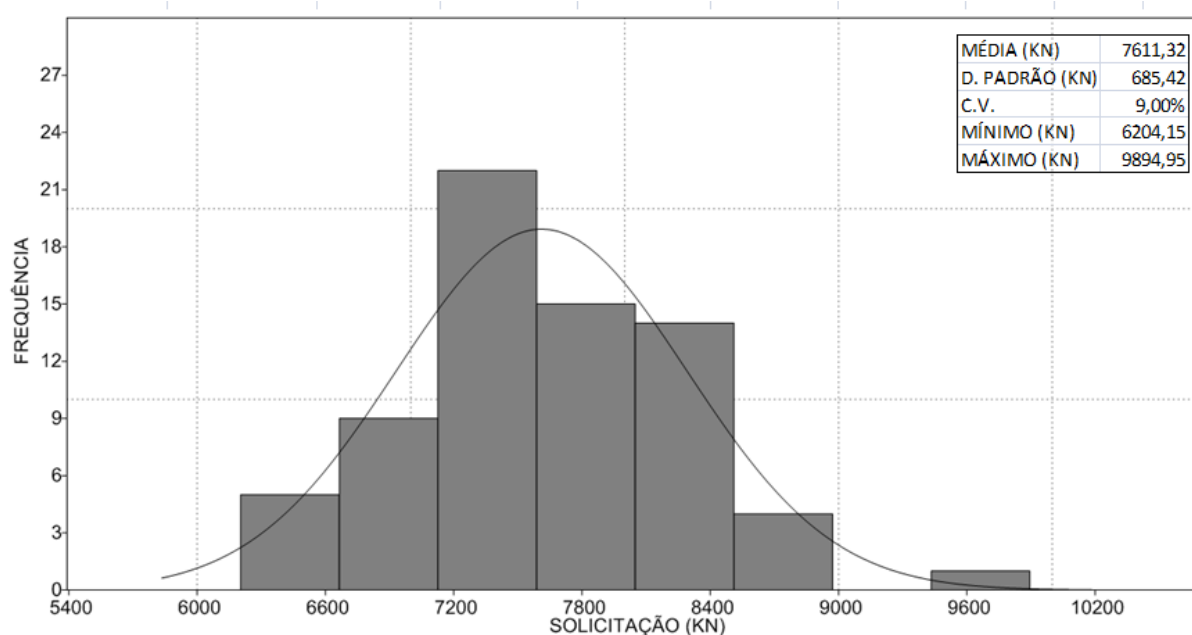
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Ligação 01 para FT = 2,0



Teste de Aderência Plataforma de Ligação 01 para FT = 2,0

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,(α=5%)
60	CAP. CARGA	7	Normal	0,0863	0,176
			Beta	0,104	
			Triangular	0,114	
			Weibull	0,159	
			Uniform	0,185	
			Erlang	0,193	
			Gamma	0,204	
			Exponential	0,26	
			Lognormal	0,232	

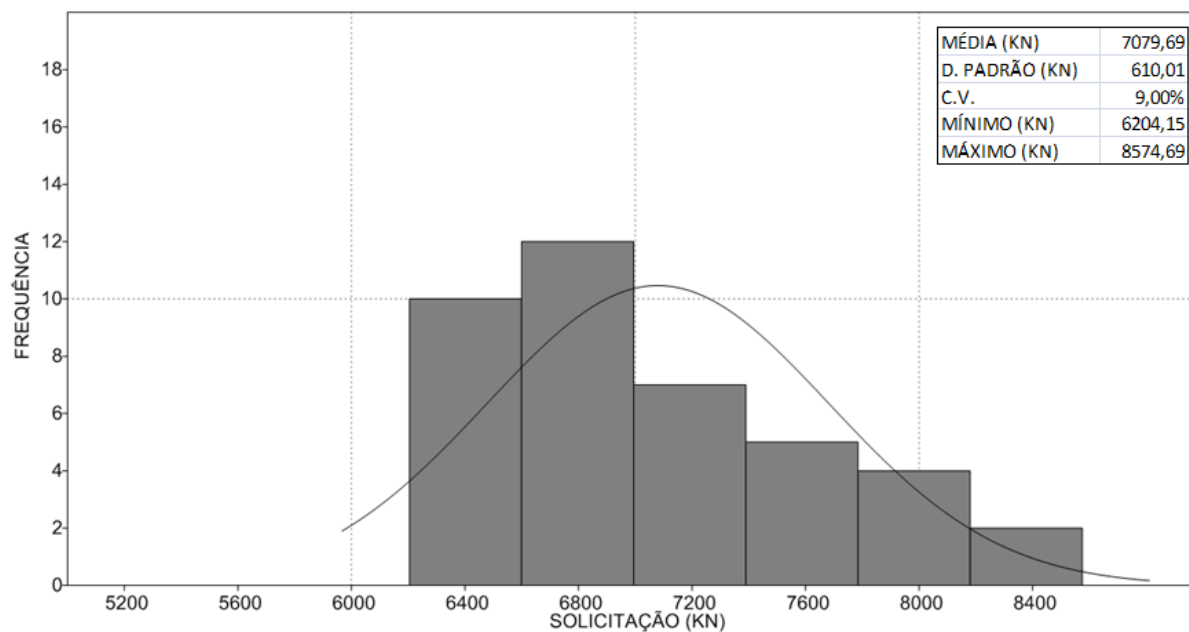
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Montagem 01 para FT = 2,0



Teste de Aderência Plataforma de Montagem 01 para FT = 2,0

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,(α=5%)
70	CAP. CARGA	8	Normal	0,0797	0,163
			Beta	0,0791	
			Triangular	0,118	
			Weibull	0,16	
			Erlang	0,186	
			Gamma	0,224	
			Uniform	0,285	
			Exponential	0,288	
			Lognormal	0,306	

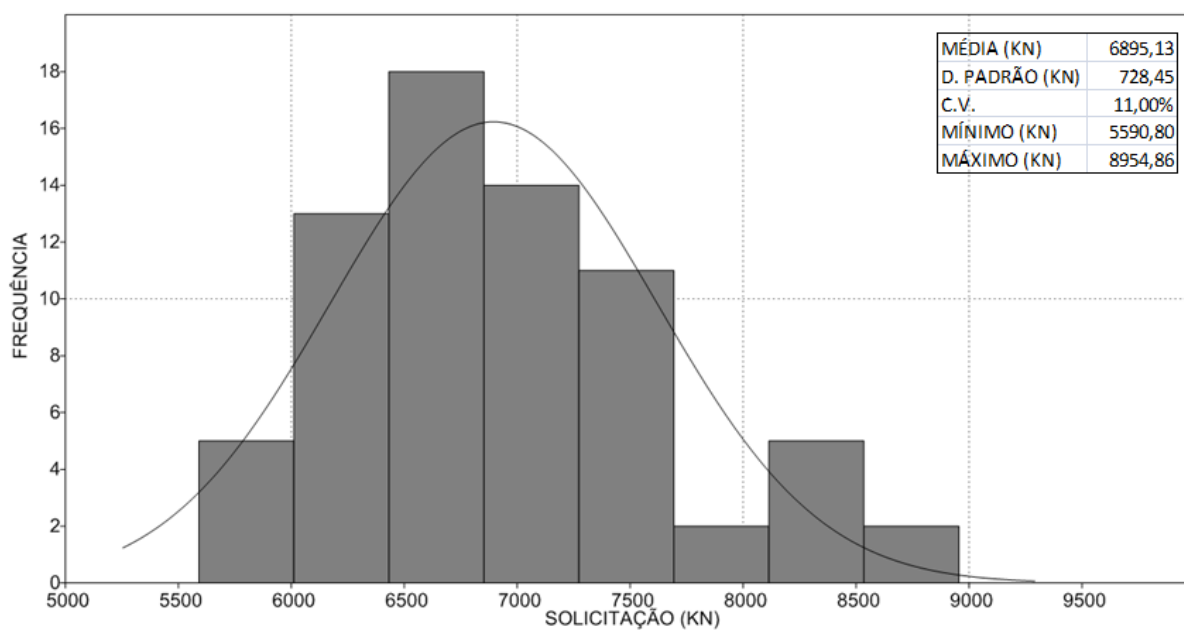
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Ligação 02 para FT = 2,0



Teste de Aderência Plataforma de Ligação 02 para FT = 2,0

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,(α=5%)
40	CAP. CARGA	6	Triangular	0,0659	0,215
			Weibull	0,0945	
			Beta	0,112	
			Gamma	0,122	
			Normal	0,176	
			Exponential	0,178	
			Erlang	0,178	
			Lognormal	0,225	
			Uniform	0,243	

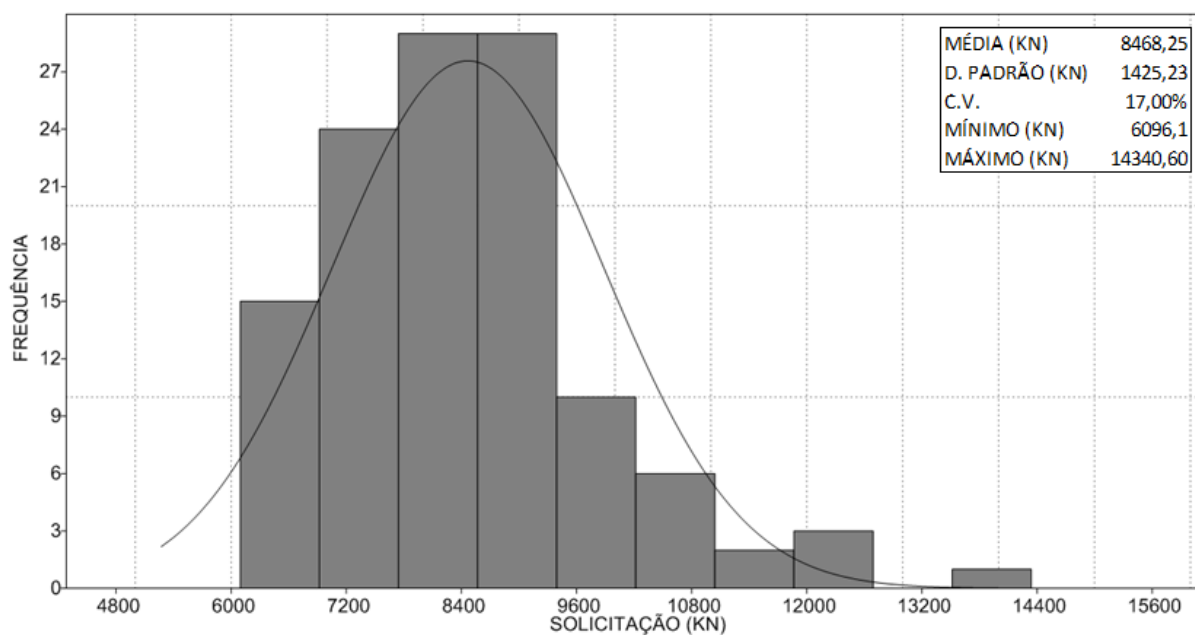
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Montagem 02 para $FT = 2,0$



Teste de Aderência Plataforma de Montagem 02 para $FT = 2,0$

N° OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,($\alpha=5\%$)
70	CAP. CARGA	8	Beta	0,086	0,163
			Weibull	0,119	
			Normal	0,135	
			Erlang	0,143	
			Gamma	0,167	
			Triangular	0,183	
			Lognormal	0,243	
			Exponential	0,247	
			Uniform	0,289	

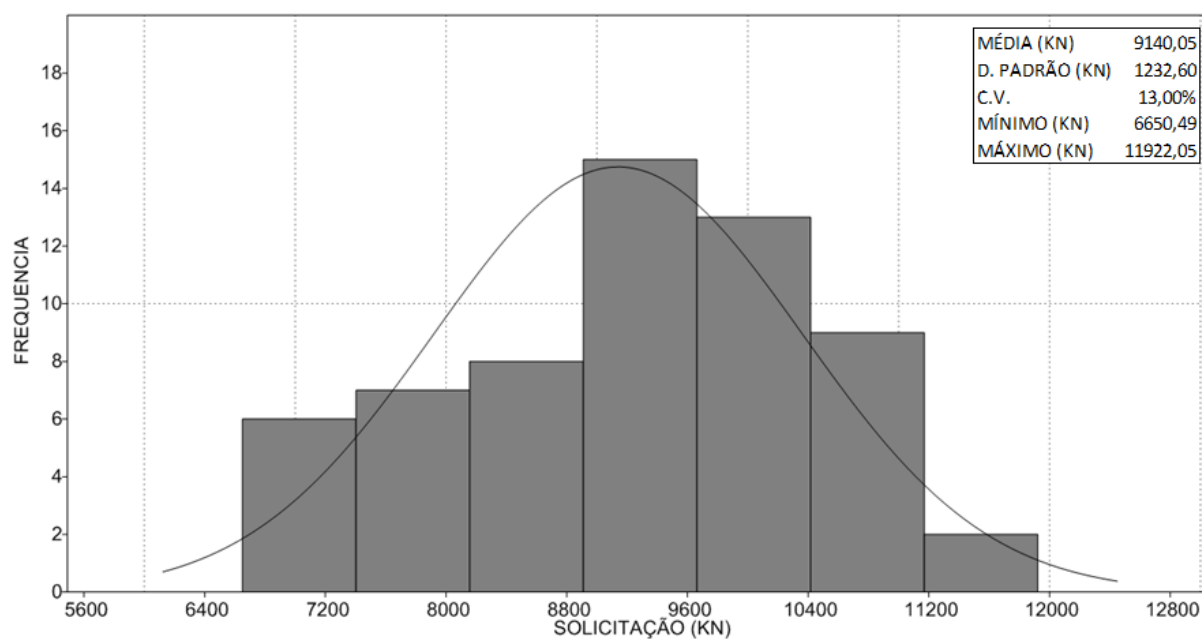
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma Load In/Out para FT = 3,0



Teste de Aderência Plataforma Load In/Out para FT = 3,0

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				D _{máx} ,	D _{crit} (α=5%)
119	CAP. CARGA	10	Beta	0,0834	0,125
			Weibull	0,118	
			Erlang	0,125	
			Normal	0,134	
			Gamma	0,16	
			Exponential	0,238	
			Lognormal	0,251	
			Triangular	0,304	
			Uniform	0,429	

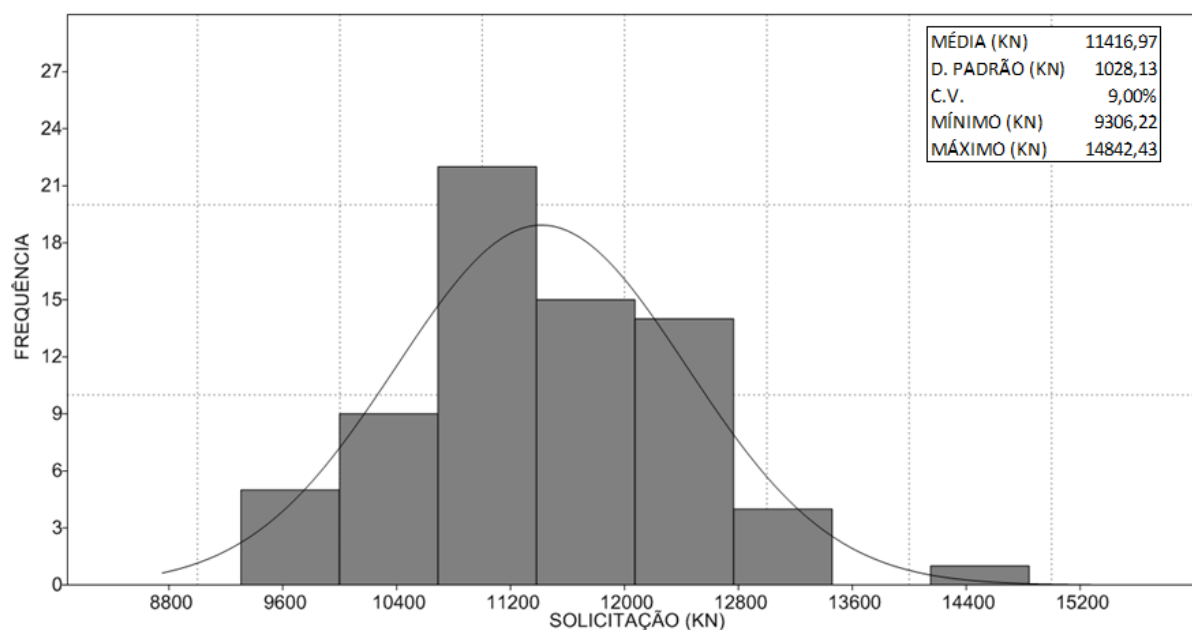
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Ligação 01 para $FT = 3,0$



Teste de Aderência Plataforma de Ligação 01 para $FT = 3,0$

N° OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				D _{máx} ,	D _{crit} , ($\alpha=5\%$)
60	CAP. CARGA	7	Normal	0,0956	0,176
			Beta	0,104	
			Triangular	0,114	
			Weibull	0,163	
			Uniform	0,185	
			Erlang	0,193	
			Gamma	0,206	
			Exponential	0,26	
			Lognormal	0,236	

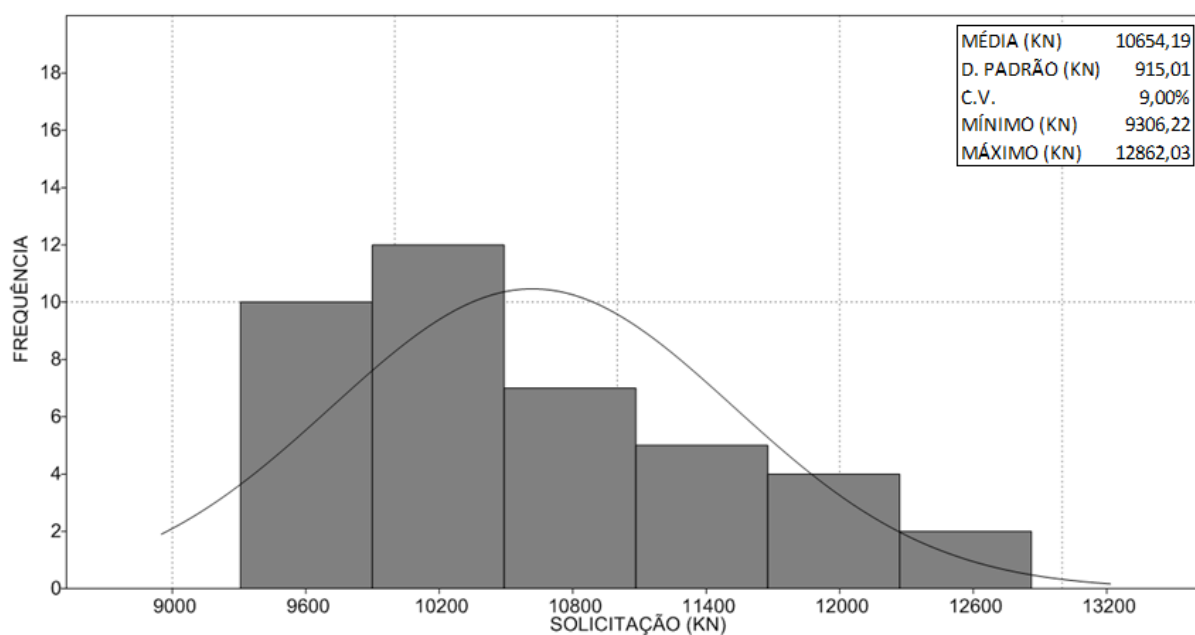
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Montagem 01 para $F_T = 3,0$



Teste de Aderência Plataforma de Montagem 01 para $F_T = 3,0$

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,($\alpha=5\%$)
70	CAP. CARGA	8	Normal	0,0792	0,163
			Beta	0,0791	
			Triangular	0,118	
			Weibull	0,16	
			Erlang	0,186	
			Gamma	0,225	
			Uniform	0,285	
			Exponential	0,288	
			Lognormal	0,306	

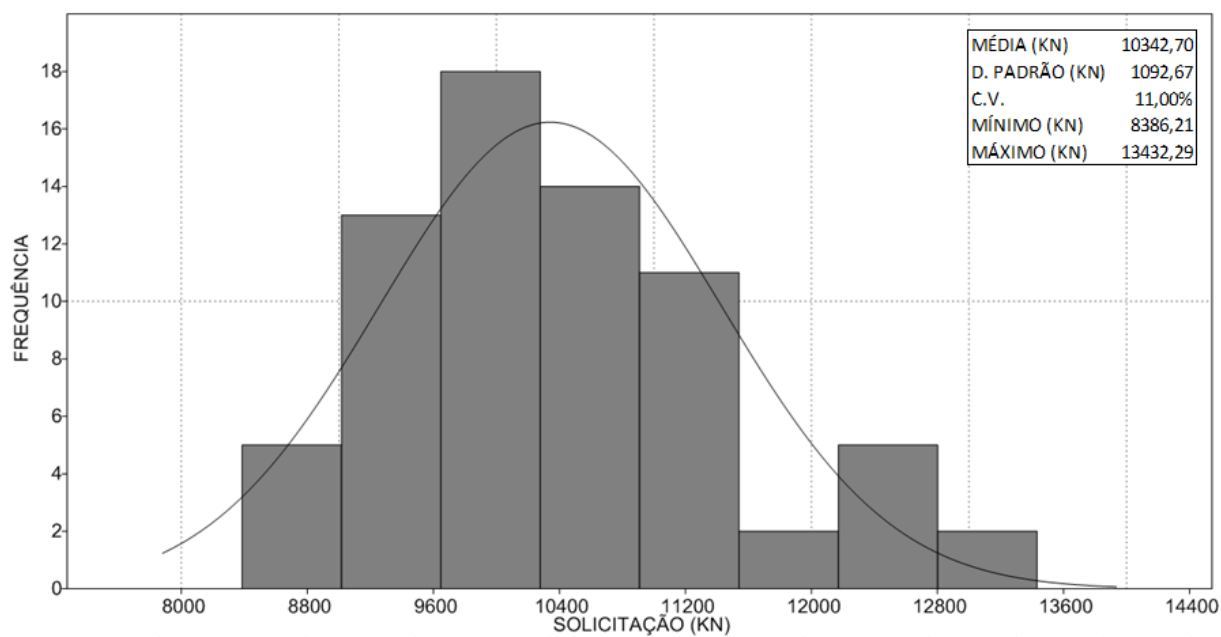
Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Ligação 02 para $FT = 3,0$



Teste de Aderência Plataforma de Ligação 02 para $FT = 3,0$

N° OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,($\alpha=5\%$)
40	CAP. CARGA	6	Triangular	0,0658	0,215
			Weibull	0,0945	
			Beta	0,112	
			Gamma	0,122	
			Normal	0,176	
			Exponential	0,178	
			Erlang	0,178	
			Lognormal	0,226	
			Uniform	0,243	

Parâmetros de distribuição de probabilidade Plataforma de Montagem 02 para $FT = 3,0$



Teste de Aderência Plataforma de Montagem 02 para $FT = 3,0$

Nº OBSERVAÇÕES	DADOS	INTERVALOS	DISTRIBUIÇÃO	TESTE DE ADERÊNCIA	
				Kolmogorov-Smirnov	
				Dmáx,	Dcrit,($\alpha=5\%$)
70	CAP. CARGA	8	Beta	0,0861	0,163
			Weibull	0,135	
			Erlang	0,143	
			Normal	0,171	
			Gamma	0,183	
			Triangular	0,184	
			Exponential	0,247	
			Lognormal	0,274	
			Uniform	0,289	

B.1- PLATAFORMA LOAD IN/OUT

B.2-PLATAFORMA DE LIGAÇÃO 1

[illegible]

B.3-PLATAFORMA DE MONTAGEM 1

Obra:

CAS DO ESTALHEIRO HONÓRIO BICALHO

Sondagem:

SP20

Estaca:

MONTAGEM 1

Elevação NA (m):

0,80

Elevação NT (m):

-1,25

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

Elevação LU (m):

-11,00

<

B.5-PLATAFORMA DE MONTAGEM 2

[illegible]

C – PLANILHAS DE DADOS DE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS DE CONCRETO

C.1 – PLATAFORMA LOAD IN/OUT

PLATAFORMA	ESTACA	COORDENADAS (m)		DATAS		COTAS (m)				NEGA / 10 golpes (mm)			Cargas (kN)
		LESTE	NORTE	INICIO	TÉRMINO	TOPO	ARRASAMENTO	SOLO	FACA	3º	2º	1º	
LOAD IN/OUT	E1C	398786,8759	6453485,843	17/04/2012	17/04/2012	3,32	2,05	-4,48	-35,68	175	180	170	3277
	E1F	398777,8834	6453483,192	17/04/2012	17/04/2012	3,29	2,05	-3,11	-35,71	90	80	80	3299
	E1G	398774,8859	6453482,309	17/04/2012	17/04/2012	3,22	2,05	-2,68	-35,78	185	205	190	2281
	E2A	398794,004	6453483,773	18/04/2012	18/04/2012	3,402	2,05	-6,1	-35,598	225	225	250	2319
	E2B	398791,0043	6453482,89	17/04/2012	17/04/2012	3,33	2,05	-4,37	-35,67	210	230	230	2211
	E2C	398788,0089	6453482,009	14/04/2012	14/04/2012	3,363	2,05	-4,437	-35,637	170	175	170	2924
	E2D	398785,0114	6453482,123	14/04/2012	14/04/2012	3,353	2,05	-2,747	-35,647	152	132	127	2964
	E2E	398782,0139	6453480,24	13/04/2012	13/04/2012	3,595	2,05	-3,005	-35,405	132	127	125	2911
	E2F	398779,0164	6453497,356	14/04/2012	14/04/2012	3,418	2,05	-3,08	-35,582	105	95	95	3005
	E2G	398776,0189	6453478,473	14/04/2012	14/04/2012	3,285	2,05	-3,192	-35,715	155	145	138	2882
	E2H	398773,0213	6453477,589	05/50/2012	08/50/2012	3,18	1,85	0,7	-35,82	140	140	120	2991
	E2J	398770,0238	6453476,706	08/50/2012	08/50/2012	3,63	1,85	0,7	-35,37	75	70	65	2820
	E2K	398767,0263	6453475,822	18/50/2012	21/50/2012	3,04	1,85	0,7	-35,96	90	120	125	3014
	E2L	398764,0288	6453474,939	21/05/2012	21/05/2012	3,49	1,85	0,7	-35,51	145	140	135	2866
	E2M	398761,0313	6453474,055	21/05/2012	21/05/2012	3,28	1,85	0,7	-35,72	145	142	130	2842
	E2N	398758,0337	6453473,172	15/05/2012	18/05/2012	3,71	1,85	0,7	-35,29	57	55	50	2432
	E3A	398795,1327	6453479,936	17/04/2012	17/04/2012	3,315	2,05	-4,54	-35,685	175	185	185	2221
	E3B	398789,1373	6453479,053	13/04/2012	13/04/2012	3,168	2,05	-3,932	-35,832	170	175	160	2221
	E3C	398789,1398	6453478,17	11/04/2012	11/04/2012	2,915	2,05	-3,385	-36,085	148	150	152	3001
	E3D	398786,1423	6453477,286	11/04/2012	11/04/2012	3,365	2,05	-2,835	-35,635	195	215	220	3056
	E3E	398783,1447	6453476,403	11/04/2012	11/04/2012	3,456	2,05	-2,744	-35,544	157	145	135	2996
	E3F	398780,1472	6453475,519	11/04/2012	11/04/2012	3,472	2,05	-2,728	-35,528	117	118	120	3089
	E3G	398777,1497	6453474,636	11/04/2012	11/04/2012	2,995	2,05	-3,305	-36,005	172	165	160	2962
	E3H	398774,1522	6453473,752	06/05/2012	08/05/2012	2,77	2,05	0,7	-36,23	125	117	115	3023
	E3J	398771,1547	6453472,869	08/05/2012	08/05/2012	3,88	2,05	0,7	-35,12	85	80	85	2947
	E3K	398768,1571	6453471,986	21/05/2012	21/05/2012	3,07	2,05	0,7	-35,93	132	137	125	3025
	E3L	398765,1596	6453471,102	21/05/2012	21/05/2012	2,46	2,05	-0,7	-36,54	140	145	155	2923
	E3M	398762,16	6453470,219	14/05/2012	14/05/2012	3,11	2,05	0,7	-35,89	95	85	95	2981
	E3N	398759,1646	6453469,335	15/05/2012	18/05/2012	6,75	2,05	0,7	-32,25	155	132	122	2855
	E4A	398796,2656	6453476,1	13/04/2012	13/04/2012	3,307	2,05	-3,893	-35,693	135	130	135	2248
	E4B	398776,2681	6453478,216	12/04/2012	12/04/2012	3,409	2,05	-3,79	-35,591	187	180	185	2256
	E4C	398790,2706	6453474,333	09/04/2012	09/04/2012	3,298	2,05	-2,8	-35,702	220	230	205	3043
	E4D	398787,2731	6453473,449	07/04/2012	07/04/2012	3,31	2,05	-2,94	-35,69	185	190	180	3096
	E4E	398784,2756	6453472,566	07/04/2012	07/04/2012	3,206	2,05	-1,594	-35,794	230	230	230	3030
	E4F	398784,278	6453471,683	07/04/2012	07/04/2012	3,368	2,05	-1,332	-35,632	203	212	207	3123
	E4G	398778,2805	6453470,799	07/04/2012	07/04/2012	3,352	2,05	-1,699	-35,648	205	218	210	2993
	E4H	398775,283	6453469,916	06/05/2012	07/05/2012	2,64	2,05	-1,94	-36,36	130	155	155	3102
	E4J	398772,2855	6453469,032	19/04/2012	19/04/2012	3,1	2,05	0,5	-35,9	115	123	125	2966
	E4K	398769,288	6453468,149	05/05/2012	07/05/2012	3,35	2,05	-2,65	-35,65	52	55	60	3095
	E4L	398766,2904	6453467,285	05/05/2012	07/05/2012	3,81	2,05	0,7	-35,19	60	55	55	2943
	E4M	398763,2929	6453466,382	05/05/2012	08/05/2012	6,66	2,05	0,7	-32,34	30	50	50	3099
	E5A	398776,3965	6453478,263	10/04/2012	11/04/2012	3,485	2,05	-3,62	-35,515	162	170	180	2248
	E5B	398794,3969	6453471,379	17/04/2012	17/04/2012	3,35	2,05	-4,55	-35,65	85	95	105	2259
	E5C	398791,3994	6453470,496	03/04/2012	03/04/2012	3,246	2,05	-3,92	-35,754	220	225	200	3046
	E5D	398788,4039	6453469,613	29/03/2012	29/03/2012	3,308	2,05	-2,07	-35,692	230	230	195	3096
	E5E	398785,4044	6453468,729	27/03/2012	27/03/2012	3,25	2,05	-1,5	-35,75	200	200	200	3028
	E5F	398782,4069	6453467,845	26/03/2012	26/03/2012	3,312	2,05	-1,37	-35,688	170	160	145	3119
	E5G	398779,4113	6453466,962	24/03/2012	24/03/2012	3,237	2,05	-1,063	-35,763	163	168	160	2989
	E5H	398776,4119	6453466,078	17/03/2012	19/03/2012	3,385	2,05	-1,195	-35,615	118	123	110	3096
	E5J			15/03/2012	16/03/2012	3,354	2,05	-1,4	-35,646	97	90	85	2961
	E5K	398770,4188	6453464,312	15/03/2012	15/03/2012	3,34	2,05	-1,36	-35,66	145	130	135	3091
	E5L			15/03/2012	15/03/2012	3,283	2,05	-1,52	-35,717	133	128	121	2940
	E5M			15/03/2012	15/03/2012	3,23	2,05	-1,47	-35,77	121	120	118	3124
	E5N			15/03/2012	15/03/2012	3,342	2,05	-1,36	-35,658	105	108	105	3434
	E6A	398798,5253	6453468,426	11/04/2012	11/04/2012	3,605	2,05	-4,49	-35,395	169	175	190	2242
	E6B	398795,5298	6453467,543	03/04/2012	03/04/2012	3,44	2,05	-4,09	-35,586	140	130	140	2255
	E6C	398792,5322	6453466,659	29/03/2012	29/03/2012	3,479	2,05	-2,82	-35,521	145	146	147	3042
	E6D	398789,5328	6453465,775	27/03/2012	27/03/2012	3,3	2,05	-0,88	-35,7	165	168	160	3093
	E6E	398786,5372	6453464,892	26/03/2012	26/03/2012	3,278	2,05	-1,622	-35,722	165	180	180	3025
	E6F	398783,5397	6453464,009	24/03/2012	24/03/2012	3,245	2,05	-1,35	-35,755	157	155	145	3116
	E6G	398780,5422	6453463,125	17/03/2012	19/03/2012	3,251	2,05	-1,119	-35,749	143	138	126	2986
	E6H	398777,5427	6453462,241	13/03/2012	13/03/2012	3,466	2,05	-0,854	-35,534	125	130	130	3093
	E6J			10/03/2012	12/03/2012	3,207	2,05	-1,15	-35,793	157	163	150	2959
	E6K	398771,5496	6453460,475	07/03/2012	07/03/2012	3,326	2,05	-1,626	-35,674	160	150	140	3090
	E6I	398768,5521	6453459,592	05/03/2012	05/03/2012	3,23	2,05	-1,47	-35,77	167	165	160	2942
	E6M	398765,5527	6453458,707	27/02/2012	27/02/2012	3,187	2,05	-1,64	-35,813	113	115	145	3126
	E6N			17/02/2012	17/02/2012	3,55	2,05	-1,4	-35,45	115	117	125	3438
	E7A	398799,6581	6453464,589	03/04/2012	03/04/2012	3,374	2,05	-4,65	-35,626	135	140	145	2234
	E7B	398796,6606	6453483,706	29/03/2012	29/03/2012	3,655	2,05	-3,85	-35,345	97	97	105	2251
	E7C			27/03/2012	27/03/2012	3,39	2,05	-2,79	-35,61	125	136	140	3040
	E7D	398790,6636	6453461,939	27/03/2012	27/03/2012	3,208	2,05	-1,092	-35,792	115	115	120	3093
	E7E	398787,668	6453461,056	24/03/2012	24/03/2012	3,478	2,05	-1,822	-35,522	115	110	118	3026
	E7F	398784,6686	6453460,172	17/03/2012	19/03/2012	3,474	2,05	-1,316	-35,526	115	125	120	3117
	E7G			14/03/2012	15/03/2012	3,412	2,05	-1,188	-35,588	126	117	112	2987
	E7H			12/03/2012	12/03/2012	3,094	2,05	-0,906	-35,906	161	151	150	3097
	E7J			07/03/2012	07/03/2012	3,381	2,05	-1,01	-35,619	145	155	170	2963

PLATAFORMA	ESTACA	COORDENADAS (m)		DATAS		COTAS (m)				NEGA / 10 golpes (mm)			Cargas (kN)
		LESTE	NORTE	INICIO	TÉRMINO	TOPO	ARRASAMENTO	SOLO	FACA	3°	2°	1°	
LOAD IN/OUT	E7K	398772,6804	6453456,638	05/03/2012	05/03/2012	3,13	2,05	-1,37	-35,87	145	150	160	3097
	E7I	398769,6811	6453455,754	27/02/2012	27/02/2012	3,082	2,05	-1,65	-35,918	113	115	145	2946
	E7M			08/02/2012	08/02/2012	3,43	2,05	-1,43	-35,57	140	120	120	3090
	E7N			14/02/2012	14/02/2012	3,62	2	-1,43	-35,48	80	80	77	3320
	E8A	398798,9222	6453456,032	03/04/2012	03/04/2012	3,206	2,05	-3,69	-35,794	110	110	115	2264
	E8B	398797,7914	6453459,869	29/03/2012	29/03/2012	3,364	2,05	-4,24	-35,636	120	115	165	2767
	E8C			27/03/2012	27/03/2012	3,415	2,05	-4,77	-35,585	126	130	125	3044
	E8D	398791,7964	6453458,102	27/03/2012	27/03/2012	3,335	2,05	-2,155	-35,665	113	113	115	3097
	E8E	398788,7989	6453457,219	24/03/2012	24/03/2012	3,37	2,05	-0,73	-35,63	119	115	120	3034
	E8F	398785,7995	6453456,335	17/03/2012	19/03/2012	3,353	2,05	-1,407	-35,647	200	195	175	3126
	E8G	398782,802	6453455,451	14/03/2012	14/03/2012	3,357	2,05	-1,24	-35,643	200	180	173	2995
	E8H	398779,8045	6453454,568	12/03/2012	12/03/2012	3,129	2,05	-0,971	-35,871	200	176	173	3102
	E8J			07/03/2012	07/03/2012	3,256	2,05	-1	-35,744	170	170	150	2968
	E8K	398773,8113	6453452,801	05/03/2012	05/03/2012	3,2	2,05	-1,15	-35,8	118	125	125	3097
	E8I	398770,8127	6453451,918	27/02/2012	27/02/2012	3,143	2,05	-1,7	-35,857	95	100	107	2941
	E8M			15/02/2012	15/02/2012	3,55	2,05	-1,37	-35,45	118	121	125	2972
	E8N			15/02/2012	15/02/2012	3,46	2,05	-1,4	-35,54	78	87	87	2662
	E9A	398801,9198	6453456,916	20/04/2012	20/04/2012	3,27	1,8	-5,43	-35,73	70	65	55	2493
	E9B	398798,9204	6453456,032	03/04/2012	03/04/2012	3,229	2,05	-4,07	-35,771	160	162	167	2951
	E9C	398795,9247	6453455,149	30/03/2012	30/03/2012	3,307	2,05	-3,29	-35,693	125	120	115	3055
	E9D			27/03/2012	27/03/2012	3,625	2,05	-2,08	-35,375	140	145	138	3089
	E9E	398789,9279	6453453,381	27/03/2012	27/03/2012	3,532	2,05	-1,77	-35,468	145	145	130	3027
	E9F	398786,9322	6453452,498	24/03/2012	24/03/2012	3,36	2,05	-1,58	-35,64	200	185	182	3119
	E9G	398783,9329	6453451,614	17/03/2012	19/03/2012	3,353	2,05	-1,297	-35,647	200	191	181	2981
	E9H			15/03/2012	15/03/2012	3,232	2,05	-1,12	-35,768	140	130	130	3024
	E9J			12/03/2012	12/03/2012	3,409	2,05	-0,941	-35,591	130	120	128	2934
	E9K			07/03/2012	07/03/2012	3,354	2,05	-1,03	-35,646	120	120	125	3059
	E9L			05/03/2012	05/03/2012	3,41	2,05	-1,29	-35,59	110	110	115	2893
	E9M			29/02/2012	01/03/2012	3,3	2,05	-1,22	-35,7	125	127	130	2842
	E9N			16/02/2012	16/03/2012	3,52	2,05	-1,3	-35,48	104	112	113	2278
	E10A	398803,0506	6453453,079	22/04/2012	22/04/2012	3,52	1,85	-0,98	-35,48	145	140	170	2242
	E10B	398800,0531	6453452,195	22/04/2012	22/04/2012	3,5	1,8	-5	-35,5	85	75	75	2812
	E10C	398894,0556	6453450,312	03/04/2012	03/04/2012	3,474	2,05	-3,8	-35,526	145	135	130	2928
	E10D	398894,058	6453450,428	30/03/2012	30/03/2012	3,399	2,05	-1,8	-35,601	137	135	138	2944
	E10E			27/03/2012	27/03/2012	3,42	2,05	-1,72	-35,58	160	168	148	2869
	E10F			27/03/2012	27/03/2012	3,421	2,05	-1,259	-35,579	153	150	145	2943
	E10G	398785,0655	6453447,778	24/03/2012	24/03/2012	3,488	2,05	-1,302	-35,512	168	170	180	2800
	E10H	398782,0662	6453446,894	17/03/2012	19/03/2012	3,269	2,05	-1,591	-35,731	128	125	175	2972
	E10J			15/03/2012	15/03/2012	3,242	2,05	-1,46	-35,758	120	120	115	2985
	E10K			12/03/2012	13/03/2012	3,397	2,05	-0,773	-33,343	68	68	60	3219
	E10L			07/03/2012	07/03/2012	3,34	2,05	-1,09	-35,66	127	125	125	3093
	E10M	398770,0762	6453443,36	05/03/2012	05/03/2012	3,34	2,05	-1,01	-35,66	105	108	110	3024
	E10N	398767,0787	6453442,477	01/03/2012	01/03/2012	3,26	2,05	-1	-35,74	125	123	115	2458
	MÉDIA					3,39	2,03	-1,89	-35,60	139,10	138,98	138,28	2903,65
	D. PADRÃO					0,48	0,06	1,54	0,52	40,19	40,97	39,49	294,47
	CV					14%	3%	-82%	-1%	29%	29%	29%	10%
	MÁXIMO					6,75	2,05	0,70	-32,25	230,00	230,00	250,00	3438,00
	MÍNIMO					2,46	1,80	-6,10	-36,54	30,00	50,00	50,00	2211,00

C.2 – PLATAFORMA DE LIGAÇÃO 01

PLATAFORMA	ESTACA	COORDENADAS (m)		DATAS		COTAS (m)				NEGA / 10 golpes (mm)			Cargas (kN)
		LESTE	NORTE	INICIO	TÉRMINO	TOPO	ARRASAMENTO	SOLO	FACA	3°	2°	1°	
LIGAÇÃO 1	E11A - PL1	398804,1814	6453449,242	26/04/2012	26/04/2012	3,6	2,05	-5,42	-35,4	190	200	230	1867
	E11C - PL1	398800,0531	6453452,195	22/04/2012	22/04/2012	3,38	2,05	-4,32	-35,62	85	85	75	2562
	E11E - PL1	398792,1913	6453446,708	22/04/2012	22/04/2012	3,28	2,05	-3,07	-35,72	85	80	75	2638
	E11G - PL1	398786,1963	6453443,941	22/04/2012	22/04/2012	3,78	2,05	-3	-35,22	60	55	40	2197
	E12A - PL1	398805,3122	6453445,405	28/04/2012	28/04/2012	3,6	1,85	-2,7	-35,4	175	200	185	1337
	E12C - PL1	398799,3172	6453443,638	24/04/2012	24/04/2012	3,34	1,85	-0,51	-35,66	165	140	115	2268
	E12E - PL1	398793,3222	6453441,871	24/04/2012	24/04/2012	3,24	2,05	-0,66	-35,76	135	135	135	2346
	E12G - PL1	398787,3271	6453440,104	24/04/2012	24/04/2012	3,39	2,05	-0,71	-35,61	165	155	150	1620
	E13A - PL1	39878806,44	6453441,568	03/04/2012	30/04/2012	3,78	1,85	-3,37	-35,22	126	120	100	1313
	E13C - PL1	39878800,47	6453439,801	26/04/2012	26/04/2012	3,72	1,85	-3,38	-35,28	187	210	205	2246
	E13E - PL1	398794,453	6453438,035	26/04/2012	26/04/2012	3,6	2,05	-3,37	-35,4	100	98	90	2332
	E13G - PL1	398788,4579	6453438,035	26/04/2012	26/04/2012	3,78	2,05	-3,32	-35,22	99	95	98	1594
	E14A - PL1	398807,5739	6453437,732	08/05/2012	08/05/2012	3,3	1,85	-5,33	-35,7	145	150	145	1359
	E14C - PL1	398801,5789	6453435,965	27/04/2012	27/04/2012	3,34	2,05	-4,36	-35,66	185	160	160	2272
	E14E - PL1	398795,5838	6453434,198	27/04/2012	27/04/2012	3,41	2,05	-2,9	-35,59	115	115	120	2356
	E14G - PL1	398789,5888	6453432,431	27/04/2012	27/04/2012	3,69	2,05	-2,56	-35,31	85	95	93	1619
	E15A - PL1	398808,7047	6453433,895	09/05/2012	16/05/2012	4,26	1,85	-5,18	-34,74	190	175	170	1646
	E15C - PL1	398802,7097	6453432,128	30/04/2012	30/04/2012	3,835	2,05	-4,365	-35,165	125	125	120	2391
	E15E - PL1	398796,7146	6453430,361	30/04/2012	30/04/2012	3,6	2,05	-0,85	-35,4	118	110	102	2473
	E15G - PL1	398790,7196	6453428,594	30/04/2012	30/04/2012	4,62	2,05	-1,23	-34,38	130	125	120	1214
	E16A - PL1	398809,8355	6453430,058	10/05/2012	10/05/2012	3,425	1,85	-5,575	-35,975	160	145	150	1282
	E16C - PL1	398803,8405	6453428,291	08/05/2012	08/05/2012	3,42	1,85	-4,28	-35,58	155	130	155	2449
	E16E - PL1	398797,8455	6453426,524	08/05/2012	08/05/2012	3,47	2,05	-3,85	-35,53	140	135	155	2538
	E16G - PL1	398791,8504	6453424,757	08/05/2012	08/05/2012	4,07	2,05	-2,63	-34,93	80	75	60	1777
	E17A - PL1	398819,9664	6453426,221	11/05/2012	11/05/2012	3,36	1,85	-5,64	-35,64	165	155	175	1603
	E17C - PL1	398804,9713	6453424,454	09/05/2012	09/05/2012	3,58	1,85	-4,2	-35,42	160	140	150	2381
	E17E - PL1	398798,9763	6453422,687	09/05/2012	09/05/2012	3,37	2,05	-3,72	-35,63	201	180	170	2463
	E17G - PL1	398792,9813	6453420,29	09/05/2012	09/05/2012	3,6	2,05	-2,7	-35,4	113	111	110	1208
	E18A - PL1	398812,0972	6453422,384	14/05/2012	14/05/2012	3,31	1,85	-6,19	-35,69	120	105	110	1349
	E18C - PL1	398806,1022	6453420,617	10/05/2012	10/05/2012	3,82	1,85	-5,63	-35,18	120	115	110	2276
	E18E - PL1	398800,1071	6453418,85	10/05/2012	10/05/2012	3,78	2,05	-3,22	-35,22	95	85	50	2362
	E18G - PL1	398794,1121	6453417,084	10/05/2012	10/05/2012	3,52	2,05	-4,55	-35,48	100	110	100	1627
	E19A - PL1	398813,228	6453418,547	15/05/2012	15/05/2012	3,81	1,85	-5,19	-35,19	79	85	90	1338
	E19C - PL1	398807,233	6453416,781	11/05/2012	12/05/2012	3,64	1,85	-4,95	-35,36	112	105	100	2262
	E19E - PL1	398801,2379	6453415,014	11/05/2012	11/05/2012	3,61	1,85	-3,29	-35,39	125	120	115	2349
	E19G - PL1	398795,2429	6453413,247	11/05/2012	11/05/2012	3,52	2,05	-3,45	-35,48	106	108	115	1620
	E20A - PL1	398814,3589	6453414,711	16/05/2012	16/05/2012	3,33	1,85	-4,21	-35,67	94	98	90	1342
	E20C - PL1	398808,3638	6453412,944	12/05/2012	14/05/2012	3,52	1,85	-5,58	-35,48	95	92	90	2265
	E20E - PL1	398802,3688	6453397,596	12/05/2012	14/05/2012	3,36	2,05	-3,26	-35,54	140	120	115	2351
	E20G - PL1	398796,3737	6453409,41	12/05/2012	14/05/2012	3,48	2,05	-2	-35,52	110	120	115	1623
	E21A - PL1	398815,4897	6453410,874	17/05/2012	18/05/2012	3,39	1,85	-4,6	-35,61	88	95	105	1345
	E21C - PL1	398809,4946	6453409,107	15/05/2012	15/05/2012	3,39	1,85	-4,41	-35,61	135	140	140	2268
	E21E - PL1	398809,4946	6453407,34	15/05/2012	15/05/2012	3,39	2,05	-2,11	-35,61	117	115	110	2354
	E21G - PL1	398797,5046	6453405,573	15/05/2012	15/05/2012	3,35	2,05	-2,75	-35,65	115	115	110	1627
	E22A - PL1	398816,6205	6453407,037	15/05/2012	15/05/2012	3,25	1,85	-5,1	-35,75	83	75	60	1340
	E22C - PL1	398810,6255	6453405,27	16/05/2012	16/05/2012	3,7	1,85	-5,15	-35,3	100	105	105	2260
	E22E - PL1	398804,6302	6453403,503	16/05/2012	16/05/2012	3,16	2,05	-2,94	-35,84	115	130	135	2348
	E22G - PL1	398798,6354	6453401,736	16/05/2012	16/05/2012	3,54	2,05	-2,96	-35,46	114	115	115	1626
	E23A - PL1	398817,7513	6453403,2	22/05/2012	23/05/2012	3,74	1,85	-5,16	-35,26	88	95	110	1303
	E23C - PL1	398811,7563	6453401,433	17/05/2012	17/05/2012	3,47	1,85	-2,93	-35,53	85	92	98	2213
	E23E - PL1	398805,7612	6453399,666	17/05/2012	17/05/2012	3,46	2,05	-2,14	-35,54	85	98	98	2300
	E23G - PL1	398799,7662	6453397,899	17/05/2012	17/05/2012	3,45	2,05	-1,95	-35,55	108	110	105	1585
	E24A - PL1	398818,8822	6453399,363	24/05/2012	24/05/2012	3,54	1,85	-4,16	-35,46	95	100	105	1408
	E24C - PL1	398812,8871	6453397,596	19/05/2012	19/05/2012	3,48	1,85	-5,52	-35,52	115	115	120	2326
	E24E - PL1	398806,8921	6453395,889	19/05/2012	19/05/2012	3,4	2,05	-3,28	-35,6	90	90	90	2461
	E24G - PL1	398802,0279	6453390,226	19/05/2012	19/05/2012	4,2	2,05	-3	-34,8	95	65	55	1219
	E25A - PL1	398820,013	6453395,526	26/05/2012	26/05/2012	3,8	1,85	-1,2	-35,2	95	90	100	1334
	E25C - PL1	398814,0179	6453393,76	22/05/2012	22/05/2012	3,67	1,85	-3,83	-35,33	80	85	110	1385
	E25E - PL1	398808,0229	6453391,993	22/05/2012	22/05/2012	3,63	2,05	-3,17	-35,37	110	115	110	1471
	E25G - PL1	398802,0279	6453390,226	22/05/2012	22/05/2012	4,43	2,05	-1,6	-34,57	68	70	65	1484
	MÉDIA					3,58	1,96	-3,54	-35,42	118,60	116,28	114,98	1896,20
	D. PADRÃO					0,28	0,10	1,42	0,29	34,05	32,82	36,49	470,75
	CV					8%	5%	-40%	-1%	29%	28%	32%	25%
	MÁXIMO					4,62	2,05	-0,51	-34,38	201,00	210,00	230,00	2638,00
	MÍNIMO					3,16	1,85	-6,19	-35,98	60,00	55,00	40,00	1208,00

C.3 – PLATAFORMA DE MONTAGEM 01

PLATAFORMA	ESTACA	COORDENADAS (m)		DATAS		COTAS (m)				NEGA / 10 golpes (mm)			Cargas (kN)
		LESTE	NORTE	INICIO	TÉRMINO	TOPO	ARRASAMENTO	SOLO	FACA	3°	2°	1°	
MONTAGEM 1	E26A- PL2	398821,1438	6453391,69	29/05/2012	30/05/2012	4,2	1,85	-4,52	-34,8	70	70	55	1999
	E26B- PL2	398818,1463	6453390,806	26/05/2012	28/05/2012	4,85	1,85	-2,8	-34,15	50	50	55	1941
	E26C- PL2	398812,1512	6453389,039	25/05/2012	25/05/2012	3,57	2,05	-3,53	-35,43	75	75	70	1914
	E26D- PL2	398812,1512	6453389,039	25/05/2012	25/05/2012	3,827	2,05	-3,5	-35,173	80	75	75	2001
	E26E- PL2	398809,1537	6453388,156	25/05/2012	25/05/2012	4,27	2,05	-3,4	-34,73	75	75	75	2066
	E26F- PL2	398806,1562	6453387,272	25/05/2012	25/05/2012	3,3	2,05	-3,6	-35,7	85	80	85	1971
	E26G- PL2	398803,1587	6453386,389	24/05/2012	24/05/2012	6,07	2,05	-1,52	-32,93	80	83	85	2043
	E27A- PL2	398822,2746	6453387,853	01/06/2012	01/06/2012	3,6	1,85	-8,4	-35,4	60	60	60	1889
	E27B- PL2	398819,9693	6453386,969	30/05/2012	30/05/2012	4,55	1,85	-4,49	-34,45	65	65	65	2068
	E27C- PL2	398816,2796	6453386,086	26/05/2012	26/05/2012	4,78	2,05	-2,65	-34,22	72	70	70	2104
	E27D- PL2	398813,2821	6453385,202	28/05/2012	28/05/2012	4,12	2,05	-3,95	-34,88	70	65	65	2213
	E27E- PL2	398810,2845	6453384,319	27/05/2012	28/05/2012	6,5	2,05	-3,22	-32,5	60	60	60	2278
	E27F- PL2	398807,287	6453383,436	27/05/2012	28/05/2012	4,65	2,05	-2,93	-34,35	50	50	45	2167
	E27G- PL2	398804,2895	6453382,552	27/05/2012	28/05/2012	5,26	2,05	-2,9	-33,74	45	45	40	2235
	E28A- PL2	398823,4055	6453384,016	02/06/2012	02/06/2012	2,75	1,85	-4,9	-36,25	73	73	75	1668
	E28B- PL2	398820,4079	6453383,133	01/06/2012	01/06/2012	3,21	1,85	-7,55	-35,79	60	60	60	1978
	E28C- PL2	398814,4129	6453382,249	30/05/2012	30/05/2012	4,61	2,05	-3,75	-34,39	88	75	80	2086
	E28D- PL2	398814,4129	6453381,366	30/05/2012	30/05/2012	5,15	2,05	-3,47	-33,85	60	55	55	2208
	E28E- PL2	398811,4154	6453380,482	30/05/2012	30/05/2012	4,13	2,05	-3,52	-34,87	60	62	60	2265
	E28F- PL2	398808,4179	6453379,599	30/05/2012	30/05/2012	6	2,05	-3,3	-33	55	55	60	2149
	E28G- PL2	398805,4203	6453378,715	30/05/2012	30/05/2012	5,54	2,05	-3,01	-33,46	45	55	50	2219
	E29A- PL2	398824,54	6453380,179	05/06/2012	05/06/2012	3,64	1,85	-3,85	-35,35	75	70	70	1631
	E29B- PL2	398821,5388	6453379,296	02/06/2012	02/06/2012	5	1,85	-4,5	-34	55	55	50	1962
	E29C- PL2	398818,5412	6453378,412	31/05/2012	31/05/2012	3,7	2,05	-6,68	-35,3	63	63	65	2075
	E29D- PL2	398815,5437	6453377,629	31/05/2012	31/05/2012	3,61	2,05	-7,75	-35,39	80	75	85	2195
	E29E- PL2	398812,5462	6453376,645	31/05/2012	31/05/2012	3,505	2,05	-7,16	-35,495	60	64	65	2251
	E29F- PL2	398809,5487	6453375,762	01/06/2012	31/05/2012	3,48	2,05	-6,45	-35,52	60	60	60	2135
	E29G- PL2	398806,5512	6453374,878	31/05/2012	31/05/2012	3,35	2,05	-5,3	-35,65	55	58	59	2204
	E30A- PL2	398825,6671	6453376,342	11/06/2012	11/06/2012	3,82	2,05	-4,65	-35,18	80	80	75	1638
	E30B- PL2	398822,6696	6453375,459	05/06/2012	06/06/2012	3,75	1,85	-3,75	-35,25	105	105	120	1962
	E30C- PL2	398819,6761	6453374,575	02/06/2012	02/06/2012	5,4	2,05	-5,3	-33,6	85	85	85	2075
	E30D- PL2	398816,6745	6453373,692	02/06/2012	02/06/2012	5,9	2,05	-2,8	-33,1	50	50	50	2194
	E30E- PL2	398813,6776	6453372,82	02/06/2012	02/06/2012	7,07	2,05	-2,4	-31,93	70	70	75	2250
	E30F- PL2	398810,6795	6453371,925	02/06/2012	02/06/2012	4,8	2,05	-2,6	-34,2	65	65	65	2134
	E30G- PL2	398807,682	6453371,042	02/06/2012	02/06/2012	6,25	2,05	-2,3	-32,75	55	55	57	2203
	E31A- PL2	398826,7994	6453372,506	13/06/2012	13/06/2012	3,6	1,85	-3,95	-35,4	90	95	100	1637
	E31B- PL2	398813,8004	6453371,623	11/06/2012	11/06/2012	3,67	1,85	-4,6	-35,33	75	75	70	1962
	E31C- PL2	398820,8029	6453370,739	05/06/2012	05/06/2012	4,1	2,05	-3,4	-34,9	80	85	80	2015
	E31D- PL2	398817,8054	6453369,86	06/06/2012	06/06/2012	4,06	2,05	-3,32	-34,94	65	65	70	2195
	E31E- PL2	398814,8079	6453368,97	06/06/2012	06/06/2012	3,85	2,05	-4,15	-35,15	55	60	60	2251
	E31F- PL2	398811,8103	6453368,09	06/06/2012	06/06/2012	4,15	2,05	-2,35	-34,85	55	55	55	2135
	E31G- PL2	398808,8128	6453367,205	06/06/2012	06/06/2012	6,6	2,05	-5,1	-32,4	60	67	75	2205
	E32A- PL2	398827,9288	6453368,669	15/06/2012	15/06/2012	6,1	1,85	-3,74	-32,9	65	75	75	1635
	E32B- PL2	398824,9327	6453367,786	13/06/2012	13/06/2012	3,7	1,85	-3,5	-35,3	75	75	70	1959
	E32C- PL2	398821,9337	6453366,902	05/06/2012	05/06/2012	4,16	2,05	-4,44	-34,84	90	90	90	2073
	E32D- PL2	398818,9362	6453366,018	09/06/2012	09/06/2012	3,81	2,05	-2,8	-35,19	100	95	90	2193
	E32E- PL2	398815,9387	6453365,135	11/06/2012	12/06/2012	5,4	2,05	-3,82	-33,6	40	45	45	2251
	E32F- PL2	398812,9412	6453364,252	11/06/2012	11/06/2012	3,78	2,05	-3,95	-35,22	55	58	52	2136
	E32G- PL2	398809,3679	6453363,368	09/06/2012	09/06/2012	4,13	2,05	-3,67	-34,87	65	65	55	2201
	E33A- PL2	398829,0596	6453364,832	20/06/2012	20/06/2012	4,8	1,85	-4,28	-34,2	110	105	100	1660
	E33B- PL2	398826,0621	6453363,948	16/06/2012	16/06/2012	6,15	1,85	-3,67	-33,85	70	75	75	1966
	E33C- PL2	398823,0661	6453363,065	13/06/2012	13/06/2012	4,84	2,05	-3,87	-34,16	70	70	55	2061
	E33D- PL2	398820,0686	6453362,182	13/06/2012	13/06/2012	3,7	2,05	-3,05	-35,3	75	75	75	2185
	E33E- PL2	398817,0711	6453361,298	13/06/2012	13/06/2012	4	2,05	-2,4	-35	50	45	50	2244
	E33F- PL2	398814,0736	6453360,415	13/06/2012	13/06/2012	4,1	2,05	-3,2	-34,9	55	55	50	2133
	E33G- PL2	398811,0761	6453359,531	13/06/2012	13/06/2012	3,66	2,05	-3,16	-35,34	57	55	55	2206
	E34A- PL2	398830,1904	6453360,905	21/06/2012	21/06/2012	3,61	1,85	-4,23	-35,39	90	85	95	1865
	E34B - PL2	398827,1929	6453360,112	19/06/2012	19/06/2012	3,77	1,85	-4,31	-35,23	85	85	85	2036
	E34C - PL2	398824,1924	6453359,228	16/06/2012	16/06/2012	4,6	2,05	-3,6	-34,4	80	75	75	2068
	E34D - PL2	398821,1979	6453358,345	16/06/2012	16/06/2012	6,5	2,05	-3,52	-32,5	75	75	75	2171
	E34E - PL2	398818,2003	6453367,641	15/06/2012	15/06/2012	6,46	2,05	-3,59	-32,54	25	25	25	2233
	E34F - PL2	398815,2028	6453356,578	15/06/2012	15/06/2012	4,1	2,05	-3,48	-34,9	65	60	60	2123
	E34G - PL2	398815,2053	6453355,694	15/06/2012	15/06/2012	5	2,05	-2,79	-34	45	43	38	2184
	E35A - PL3	398831,3212	6453357,158	22/06/2012	22/06/2012	4,08	1,85	-3,981	-34,92	110	105	100	2052
	E35B - PL3	398828,3237	6453356,275	21/06/2012	21/06/2012	4,04	1,85	-4,225	-34,96	100	100	100	2101
	E35C - PL3	398825,3262	6453355,391	19/06/2012	19/06/2012	4,35	2,05	-4,22	-34,65	85	85	90	2128
	E35D - PL3	398822,3287	6453354,508	19/06/2012	19/06/2012	3,87	2,05	-3,96	-35,13	80	80	80	2259
	E35E - PL3	398819,3312	6453353,624	19/06/2012	19/06/2012	4,32	2,05	-4,01	-34,68	55	55	55	2336
	E35F - PL3	398816,3336	6453362,741	19/06/2012	19/06/2012	6,93	2,05	-4,15	-32,07	75	75	70	2190
	E35G - PL3	398813,3361	6453351,857	19/06/2012	20/06/2012	5,55	2,05	-4,2	-33,45	90	90	85	2117
	MÉDIA					4,54	2,00	-3,96	-34,47	69,33	69,09	68,66	2079,10
	D. PADRÃO					1,03	0,09	1,28	1,01	16,82	15,93	17,14	170,29
	CV					23%	4%	-32%	-3%	24%	23%	25%	8%
	MÁXIMO					7,07	2,05	-1,52	-31,93	110,00	105,00	120,00	2336,00
	MÍNIMO					2,75	1,85	-8,40	-36,25	25,00	25,00	25,00	1631,00

C.4 – PLATAFORMA DE LIGAÇÃO 02

PLATAFORMA	ESTACA	COORDENADAS (m)		DATAS		COTAS (m)				NEGA / 10 golpes (mm)			Cargas (kN)
		LESTE	NORTE	INICIO	TÉRMINO	TOPO	ARRASAMENTO	SOLO	FACA	3º	2º	1º	
LIGAÇÃO 2	E36A - PL3	398832,4521	6453353,321	23/06/2012	23/06/2012	4,76	1,85	-4,06	-34,26	90	80	70	1691
	E36C - PL3	398826,457	6453351,554	21/06/2012	21/06/2012	5,12	1,85	-4,225	-33,88	110	110	100	2313
	E36E - PL3	398820,462	6453349,788	21/06/2012	21/06/2012	6,25	2,05	-3,952	-32,75	75	75	85	2330
	E36G - PL3	398814,4669	6453348,021	21/06/2012	21/06/2012	5,64	2,05	-3,9	-33,36	80	80	75	1806
	E37A - PL3	398833,5829	6453349,485	25/06/2012	25/06/2012	3,62	1,85	-3,961	-35,38	90	90	85	1350
	E37C - PL3	398827,5878	6453347,718	23/06/2012	23/06/2012	4,5	1,85	-3,925	-34,5	75	80	100	2283
	E37E - PL3	398821,5928	6453345,961	22/06/2012	23/06/2012	5,65	2,05	-3,771	-33,35	90	95	100	2370
	E37G - PL3	398815,5978	6453344,184	22/06/2012	23/06/2012	6,61	2,05	-3,29	-32,39	50	55	55	1649
	E38A - PL3	398834,7137	6453345,648	26/06/2012	26/06/2012	4,7	1,85	-3,982	-34,3	105	105	100	1326
	E38C - PL3	398828,7187	6453343,881	20/06/2012	20/06/2012	3,48	1,85	-4,12	-35,52	60	60	65	2266
	E38E - PL3	398822,7236	6453342,114	20/06/2012	20/06/2012	5,88	2,05	-3,96	-33,12	65	75	90	2351
	E38G - PL3	398816,7286	6453340,347	20/06/2012	20/06/2012	3,73	2,05	-3,855	-35,27	55	69	50	1628
	E39A - PL3	398835,8445	6453341,811	20/06/2012	20/06/2012	3,28	1,85	-3,912	-35,72	75	70	65	1330
	E39C - PL3	398829,8495	6453340,044	18/06/2012	18/06/2012	3,4	1,85	-3,54	-35,6	70	75	75	2264
	E39E - PL3	398823,8545	6453338,277	18/06/2012	18/06/2012	3,83	2,05	-4,27	-35,17	65	65	60	2351
	E39G - PL3	398823,8545	6453336,51	18/06/2012	18/06/2012	4,37	2,05	-3,73	-34,63	47	50	45	1632
	E40A - PL3	398836,9754	6453337,979	18/06/2012	18/06/2012	3,2	1,85	-3,57	-35,8	85	85	90	1331
	E40C - PL3	398830,9803	6453336,207	15/06/2012	15/06/2012	4,67	1,85	-4,57	-34,33	75	75	75	2264
	E40E - PL3	398824,9853	6453334,44	15/06/2012	15/06/2012	3,5	2,05	-4,5	-35,5	85	85	85	2348
	E40G - PL3	398818,9902	6453332,673	15/06/2012	15/06/2012	3,65	2,05	-4,4	-35,35	60	50	45	1634
	E41A - PL3	398838,1062	6453334,137	15/06/2012	15/06/2012	3,27	1,85	-4,63	-35,73	100	97	95	1331
	E41C - PL3	398832,1131	6453332,371	13/06/2012	13/06/2012	3,48	1,85	-4,42	-35,52	100	100	100	2265
	E41E - PL3	398826,1181	6453330,604	13/06/2012	13/06/2012	3,43	2,05	-3,31	-35,57	85	83	80	2351
	E41G - PL3	398820,123	6453328,837	13/06/2012	13/06/2012	4,11	2,05	-3,373	-34,89	63	62	60	1637
	E42A - PL3	398839,239	6453330,301	13/06/2012	13/06/2012	3,35	1,85	-5,45	-35,65	95	95	100	1330
	E42C - PL3	398833,244	6453328,534	12/06/2012	12/06/2012	3,46	1,85	-3,54	-35,54	100	100	100	2265
	E42E - PL3	398827,2489	6453326,767	12/06/2012	12/06/2012	3,53	2,05	-3,48	-35,47	80	80	75	2352
	E42G - PL3	398821,2539	6453325	12/06/2012	12/06/2012	3,63	2,05	-3,4	-35,37	73	72	70	1639
	E43A - PL3	398840,3699	6453326,464	12/06/2012	12/06/2012	3,38	1,85	-3,672	-35,62	95	95	90	1322
	E43C - PL3	398834,3728	6453324,697	09/06/2012	09/06/2012	3,76	1,85	-4,979	-35,24	90	85	80	2265
	E43E - PL3	398828,3778	6453322,93	09/06/2012	09/06/2012	3,57	2,05	-5,23	-35,43	80	80	75	2352
	E43G - PL3	398822,3827	6453321,163	09/06/2012	09/06/2012	3,48	2,05	-3,72	-35,52	70	70	65	1638
	E44A - PL3	398841,4987	6453322,627	09/06/2012	09/06/2012	3,44	1,85	-5,81	-35,56	100	95	85	1362
	E44C - PL3	398835,5036	6453320,859	05/06/2012	05/06/2012	3,45	1,85	-6,35	-35,55	95	95	105	2281
	E44E - PL3	398829,5086	6453319,093	05/06/2012	05/06/2012	3,48	2,05	-4,02	-35,52	95	92	90	2362
	E44G - PL3	398823,5135	6453317,326	05/06/2012	05/06/2012	3,64	2,05	-3,01	-35,36	96	90	88	1651
	E45A - PL3	398842,6295	6453318,79	06/06/2012	06/06/2012	3,4	1,85	-4,36	-35,6	105	110	110	1763
	E45C - PL3	398836,6345	6453317,02	03/06/2012	03/06/2012	3,49	1,85	-3,81	-35,51	100	100	95	2347
	E45E - PL3	398830,6394	6453315,256	03/06/2012	03/06/2012	3,55	2,05	-3,44	-35,45	97	90	87	2401
	E45G - PL3	398824,6444	6453313,481	03/06/2012	03/06/2012	3,57	2,05	-3,26	-35,43	102	100	97	1876
	MÉDIA					4,01	1,95	-4,07	-34,99	83,20	83,00	81,55	1932,68
	D. PADRÃO					0,90	0,10	0,71	0,90	16,52	15,58	17,06	413,87
	CV					22%	5%	-17%	-3%	20%	19%	21%	21%
	MÁXIMO					6,61	2,05	-3,01	-32,39	110,00	110,00	110,00	2401,00
	MÍNIMO					3,20	1,85	-6,35	-35,80	47,00	50,00	45,00	1322,00

C.5 – PLATAFORMA DE MONTAGEM 02

PLATAFORMA	ESTACA	COORDENADAS (m)		DATAS		COTAS (m)				NEGA / 10 golpes (mm)			Cargas (kN)
		LESTE	NORTE	INÍCIO	TÉRMINO	TOPO	ARRASAMENTO	SOLO	FACA	3º	2º	1º	
MONTAGEM 2	E46A- PL4	398843,7603	6453314,953	04/06/2012	04/06/2012	3,31	1,85	-3,957	-35,69	95	95	95	2029
	E46B- PL4	398840,7628	6453314,07	09/06/2012	09/06/2012	3,4	1,85	-5,702	-35,6	80	80	75	2118
	E46C- PL4	398837,7653	6453313,186	01/06/2012	01/06/2012	3,45	2,05	-5,35	-35,55	110	100	100	2201
	E46D- PL4	398834,7678	6453312,303	01/06/2012	01/06/2012	3,33	2,05	-3,67	-35,67	75	72	71	2191
	E46E- PL4	398831,7702	6453311,419	01/06/2012	01/06/2012	3,73	2,05	-4,152	-35,27	100	100	100	2261
	E46F- PL4	398828,7727	6453310,536	01/06/2012	01/06/2012	3,39	2,05	-3,91	-35,61	80	75	70	2139
	E46G- PL4	398825,7752	6453309,652	01/06/2012	01/06/2012	3,47	2,05	-3,53	-35,53	120	120	115	2142
	E47A- PL4	398844,8911	6453311,116	02/06/2012	02/06/2012	3,32	1,85	-5,152	-35,68	87	85	82	1812
	E47B- PL4	398841,8936	6453310,233	06/06/2012	06/06/2012	3,37	1,85	-3,4	-35,63	85	85	87	2042
	E47C- PL4	398838,8961	6453309,349	30/05/2012	30/05/2012	3,47	2,05	-5,73	-35,53	135	135	127	2154
	E47D- PL4	398835,8986	6453308,466	30/05/2012	30/05/2012	3,34	2,05	-3,4	-35,66	95	95	100	2146
	E47E- PL4	398832,9011	6453307,582	30/05/2012	30/05/2012	3,45	2,05	-3,42	-35,55	100	100	100	2218
	E47F- PL4	398829,9035	6453306,699	30/05/2012	30/05/2012	3,37	2,05	-3,61	-35,63	55	60	75	2136
	E47G- PL4	398820,9	6453305,816	30/05/2012	30/05/2012	3,52	2,05	-3,6	-35,46	110	107	100	2257
	E48A- PL4	398846,222	6453307,279	02/06/2012	02/06/2012	3,23	1,85	-4,92	-35,77	85	85	80	1620
	E48B- PL4	398843,0245	6453306,396	04/06/2012	04/06/2012	3,71	1,85	-4,018	-35,29	80	80	80	1973
	E48C- PL4	398840,0269	6453305,513	29/05/2012	29/05/2012	3,44	2,05	-5,32	-35,56	100	80	80	2149
	E48D- PL4	398834,0319	6453304,829	29/05/2012	29/05/2012	3,52	2,05	-4,03	-35,48	120	115	105	2154
	E48E- PL4	398834,0319	6453303,746	29/05/2012	29/05/2012	3,39	2,05	-5,37	-35,61	115	110	107	2224
	E48F- PL4	398831,0344	6453302,882	29/05/2012	29/05/2012	3,3	2,05	-2,97	-35,62	112	108	90	2141
	E48G- PL4	398828,0369	6453301,979	29/05/2012	29/05/2012	3,44	2,05	-2,66	-35,56	95	85	85	2277
	E49A- PL4	398847,1528	6453303,443	31/05/2012	01/06/2012	3,51	1,85	-4,15	-35,49	100	100	100	1625
	E49B- PL4	398844,1553	6453302,559	02/06/2012	02/06/2012	3,19	1,85	-4,81	-35,81	70	70	70	1976
	E49C- PL4	398841,1578	6453301,676	26/05/2012	26/05/2012	3,45	2,05	-4,75	-35,55	102	100	92	2156
	E49D- PL4	398838,1602	6453300,792	26/05/2012	26/06/2012	3,26	2,05	-4,54	-35,74	107	105	100	2160
	E49E- PL4	398835,1627	6453299,908	26/05/2012	26/06/2012	3,33	2,05	-4,27	-35,67	105	90	95	2221
	E49F- PL4	398832,1652	6453299,025	26/05/2012	26/06/2012	3,31	2,05	-4,01	-35,69	107	102	96	2141
	E49G- PL4	398829,1617	6453298,142	26/05/2012	26/06/2012	3,4	2,05	-3,1	-35,6	97	95	90	2219
	E50A- PL4	398848,2836	6453299,606	30/05/2012	30/06/2012	3,38	1,85	-6,21	-35,62	82	82	80	1630
	E50B- PL4	398845,2861	6453298,722	01/06/2012	01/06/2012	3,4	1,85	-4	-35,6	85	87	82	1979
	E50C- PL4	398842,2886	6453297,839	26/05/2012	26/05/2012	3,79	2,05	-4,51	-35,21	88	92	100	2159
	E50D- PL4	398839,2911	6453296,955	25/05/2012	25/05/2012	3,59	2,05	-3,82	-35,41	95	95	95	2161
	E50E- PL4	398836,2935	6453296,072	25/05/2012	25/05/2012	3,64	2,05	-3,71	-35,36	100	100	85	2221
	E50F- PL4	398833,296	6453296,189	25/05/2012	25/05/2012	3,79	2,05	-3,89	-35,21	77	85	83	2141
	E50G- PL4	398830,2985	6453294,305	24/05/2012	25/05/2012	3,51	2,05	-3,19	-35,49	73	75	85	2283
	E51A- PL4	398849,4144	6453295,769	29/05/2012	29/05/2012	3,46	1,85	-6,72	-35,54	107	105	100	1631
	E51B- PL4	398846,4169	6453294,886	30/05/2012	30/05/2012	3,53	1,85	-5,9	-35,47	110	115	115	1978
	E51C- PL4	398843,4194	6453294,002	23/05/2012	23/05/2012	3,41	2,05	-4,84	-35,59	135	130	125	2160
	E51D- PL4	398840,4219	6453293,119	23/05/2012	23/05/2012	3,65	2,05	-4,85	-35,35	100	100	100	2161
	E51E- PL4	398837,4244	6453292,235	17/05/2012	17/05/2012	3,885	2,05	-4,635	-35,115	80	80	65	2228
	E51F- PL4	398834,4268	6453291,352	16/05/2012	16/05/2012	3,81	2,05	-4,29	-35,19	75	75	60	2143
	E51G- PL4	398831,4293	6453290,488	16/05/2012	16/05/2012	5,9	2,05	-4,98	-33,1	40	40	40	2289
	E52A- PL4	398850,5453	6453291,932	26/05/2012	26/05/2012	3,31	1,85	-5,01	-35,69	96	90	85	1628
	E52B- PL4	398847,5478	6453291,049	29/05/2012	29/05/2012	3,36	1,85	-6,65	-35,64	80	85	75	1975
	E52C- PL4	398844,5502	6453290,165	17/05/2012	17/05/2012	3,5	2,05	-5,15	-35,5	75	75	75	2159
	E52D- PL4	398841,5527	6453289,282	17/05/2012	17/05/2012	3,68	2,05	-4,65	-35,32	100	95	83	2161
	E52E- PL4	398838,5552	6453288,398	14/05/2012	14/05/2012	5,28	2,05	-3,92	-33,72	85	85	85	2229
	E52F- PL4	398835,5577	6453287,515	10/05/2012	10/05/2012	3,855	2,05	-4,395	-35,145	65	65	75	2146
	E52G- PL4	398832,5602	6453286,631	09/05/2012	09/05/2012	3,88	2,05	-3,72	-35,12	75	75	60	2296
	E53A- PL4	398851,6761	6453288,095	25/05/2012	25/05/2012	3,86	2,05	-5,31	-35,14	115	100	105	1662
	E53B- PL4	398848,6786	6453287,212	26/05/2012	26/05/2012	3,44	1,85	-4,951	-35,56	85	82	91	1981
	E53C- PL4	398845,6811	6453286,328	16/05/2012	16/05/2012	3,58	2,05	-4,54	-35,42	100	100	90	2146
	E53D- PL4	398842,6835	6453285,445	17/05/2012	17/05/2012	3,67	2,05	-5,08	-35,33	45	50	45	2149
	E53E- PL4	398839,686	6453284,562	14/05/2012	14/05/2012	3,23	2,05	-4,27	-35,77	75	75	75	2219
	E53F- PL4	398836,6885	6453283,678	11/05/2012	11/05/2012	3,003	2,05	-5,297	-35,997	76	70	65	2136
	E53G- PL4	398833,691	6453282,795	09/05/2012	09/05/2012	3,48	2,05	-4,2	-35,52	55	52	51	2284
	E54A- PL4	398852,8069	6453284,259	25/05/2012	25/05/2012	3,31	1,85	-7,01	-35,69	117	115	120	1921
	E54B- PL4	398849,8094	6453283,375	25/05/2012	25/05/2012	3,76	1,85	-6,72	-35,24	105	100	93	2060
	E54C- PL4	398846,8119	6453282,492	16/05/2012	16/05/2012	3,4	2,05	-5,254	-35,6	95	95	100	2124
	E54D- PL4	398843,8144	6453281,608	17/05/2012	17/05/2012	3,53	2,05	-4,88	-35,47	50	50	50	2105
	E54E- PL4	398840,8168	6453280,705	14/05/2012	14/05/2012	3,58	2,05	-2,81	-35,42	75	75	74	2174
	E54F- PL4	398837,8193	6453279,841	11/05/2012	11/05/2012	3,245	2,05	-4,855	-35,755	50	50	50	2092
	E54G- PL4	398835,9526	6453275,129	09/05/2012	09/05/2012	4,18	2,05	-3,52	-34,82	50	50	45	2242
	E55A			23/05/2012	28/04/2012	3,4	1,85	-4,75	-35,6	100	100	120	2461
	E55B- PL4	398850,9402	6453279,538	23/05/2012	23/05/2012	3,3	1,85	-5,2	-35,7	120	120	120	2339
	E55C- PL4	398847,9427	6453278,655	16/05/2012	16/05/2012	4,1	2,05	-4,61	-34,9	94	90	85	2309
	E55D- PL4	398844,9452	6453277,771	17/05/2012	17/05/2012	3,58	2,05	-5,21	-35,42	95	82	88	2256
	E55E- PL4	398841,9477	6453276,888	14/05/2012	14/05/2012	4,15	2,05	-3,4	-34,85	70	77	70	2333
	E55F- PL4	398838,9502	6453276,001	10/05/2012	10/05/2012	3,555	2,05	-4,595	-35,445	65	65	65	2262
	E55G- PL4	398835,9526	6453275,121	09/05/2012	09/05/2012	3,83	2,05	-3,4	-35,17	70	70	65	2429
	MÉDIA					3,57	2,00	-4,52	-35,42	89,31	87,61	85,53	2118,91
	D. PADRÃO					0,42	0,09	0,96	0,42	20,82	19,52	19,65	186,23
	CV					12%	4%	-21%	-1%	23%	22%	23%	9%
	MÁXIMO					5,90	2,05	-2,66	-33,10	135,00	135,00	127,00	2461,00
	MÍNIMO					3,00	1,85	-7,01	-36,00	40,00	40,00	40,00	1620,00