

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE**  
**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA**  
**OCEÂNICA**

**REMODELAÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS: FUNDAÇÕES**  
**EM ESTACAS MISTAS NO PORTO NOVO DO RIO GRANDE**

NELISSA GONÇALVES DZIEKANIAK

Dissertação apresentada à Comissão de Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Fundação Universidade Federal do Rio Grande, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Orientador: Cláudio Renato Rodrigues Dias, DSc.

Rio Grande, maio de 2005.

À minha família, especialmente à minha mãe Leda.

## AGRADECIMENTOS

Aos professores André Tavares Guimarães, Waldir Terra Pinto, Ernesto Luiz Alquati e Maurice Halal pelos conhecimentos transmitidos ao longo do curso. E em especial, a Paulo Roberto Teixeira e Maria Ângela Santos, que além de conhecimento, me transmitiram autoconfiança e fizeram com que eu acreditasse mais no meu potencial.

Ao coordenador da Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Volnei Andersson pelo apoio no decorrer do curso e incentivo no período final.

À Nilza, pelo carinho, paciência e disposição em me ajudar a qualquer hora.

Aos colegas de curso, funcionários, e as pessoas que de tantas maneiras me ajudaram nos momentos de necessidade, ou que contribuíram de alguma forma, para que esta dissertação se tornasse realidade.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

Por fim, deixo meus agradecimentos especiais:

Ao meu orientador Cláudio Dias por ter acreditado e confiado sempre no meu trabalho, por nunca ter desistido de me incentivar e por ter me apoiado em todos os momentos ao longo do curso.

E aos meus pais, Leda e Edenir, e à minha irmã Letissa pelo apoio, carinho, incentivo, paciência e por estarem sempre do meu lado em todos os momentos e em todas as circunstâncias.

## RESUMO

Um porto é um sistema dinâmico, que cresce e sofre mudanças. Quando o tipo de carga ou o modo de transportá-la muda, o porto necessita ser modernizado para ser adaptado a essas mudanças. E por estar sujeito a um ambiente extremamente severo e a condições de serviço bastante pesadas, um programa constante de manutenção e reparo precisa ser conduzido pelas autoridades portuárias. Neste contexto, esta dissertação apresenta diversas opções de projeto e métodos de execução para serem utilizados na recuperação, remodelação ou modernização das mais diferentes estruturas de atracação. Além disso, são apresentados dois casos em particular. O primeiro trata-se da recuperação do Cais do Porto Velho do Rio Grande, onde se aponta as providências emergenciais já tomadas e indicam-se soluções que podem ser empregadas de maneira definitiva para a completa recuperação do cais de gravidade, que localiza-se no Centro Histórico da cidade. O outro caso particularmente estudado, é a obra de remodelação do cais do Porto Novo do Rio Grande. Neste segmento deu-se maior ênfase a uma análise das estacas do mar do novo cais, objetivando avaliá-las e obter conclusões sobre sua segurança. Para isto, foram aplicados Métodos Dinâmicos (Fórmulas Dinâmicas) e Método Estático (Método de Aoki e Velloso) para a previsão da capacidade de carga. Foram feitas análises de ensaios Dinâmicos (Equação da Onda) com variação de energia a fim de comparar o comportamento observado com os valores previstos. De um modo geral, foram obtidos valores médios aceitáveis para os coeficientes de segurança adotados. Por fim, procedeu-se a análise estatística dos resultados de capacidade de carga obtidos através da verificação do desempenho pelo emprego de 3 metodologias: pelo conceito de Resistência Característica, pelo conceito de Coeficiente de Segurança Global e pelo Conceito de Probabilidade de Ruína, com o intuito de complementar o estudo sobre a resistência e a integridade do elemento estrutural e a resistência do solo. Ficou comprovado que as estacas suportarão satisfatoriamente a carga de projeto, inclusive absorvendo-a somente pelo fuste, o que ocasiona coeficientes de segurança aceitáveis para o estaqueamento.

Palavras-chave: porto, fundações, recuperação, modernização, estacas.

## ABSTRACT

A harbor is a dynamic system that grows and passes by changes. When a kind of cargo or a way of transporting them changes, the harbor needs to be updated to be adequated to these variations. And being exposed to an environment extremely severe and to so hard work conditions, a constant program of maintenance and restoration needs to be conducted by port authorities. In this context, this dissertation shows several options of projects and methods of executions to be applied in rehabilitation, remodeling and updating of the most different structures of docking. Besides, two cases are specially presented. The first one is related to the rehabilitation of the Old Port Pier of Rio Grande, where it is pointed the emergencial providences already taken and solutions are indicated to be applied in a definitive way to a complete recuperation of the quay wall, that is located at the Historical Center of the city. The other case specially studied, is the remodeling building of the New Port Pier of Rio Grande. In this segment, it was given greater emphasis to an analysis of the new pier sea piles objecting to evaluate them and obtain conclusions about its security. For this, Dynamic Methods were applied (Dynamic Formulae) end Static Method (Aoki and Velloso Method) to the bearing capacity prevision. Dynamic Essay analyses were made (Wave Equation) with energy variation in order to compare the observed behavior with the foreseen values. In a general way, it was obtained the acceptable mean values for the adopted security coefficient. At last, it was been done the statistical analysis on the bearing capacity results obtained through the examination performance by applying three methodologies: by the Characteristic Resistance Concept, by Global Security Coefficient Concept and by the Failure Concept, intending to complement the study about the resistance and integrity of the structural element and the ground resistance. It has been proved that the piles will support satisfactorily the project charge, as well as absorbing it only by the shaft, occurring acceptable security coefficient for the stacking.

Keywords: harbor, rehabilitation, updating, piles, quay wall.

## SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS .....	9
LISTA DE ABREVIATURAS .....	12
LISTA DE TABELAS .....	13
LISTA DE FIGURAS .....	16
1. INTRODUÇÃO .....	21
2. MODERNIZAÇÃO E RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS PORTUÁRIAS .....	25
2.1. MODERNIDADE E O APROVEITAMENTO DOS PORTOS EXISTENTES .....	25
2.1.1. Remodelação, Reabilitação ou Reconstrução de Estruturas Portuárias .....	25
2.1.2. Reabilitação versus Reconstrução .....	29
2.1.3. Remodelação e Reabilitação no Porto do Rio Grande .....	30
2.2. MODERNIZAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ATRACAÇÃO .....	31
2.2.1. Modernização de Cais em Muro de Gravidade .....	32
2.2.2. Modernização de Cais sobre Estacas .....	34
2.2.3. Modernização de Cais em Cortina de Estacas-Prancha .....	35
2.2.4. Construção de uma Parede Nova .....	37
2.3. RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ATRACAÇÃO .....	38
2.3.1. Reparo/Reabilitação de Plataformas de Cais .....	39
2.3.2. Reparo/Reabilitação de Estacas .....	41
2.3.3. Reparo/Reabilitação de Cortinas de Estacas-Prancha .....	43
2.3.4. Reabilitação de outras Estruturas de Contenção de Solo .....	45
2.3.5. Proteção contra Erosão .....	49
3. REVISÃO SOBRE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS .	55

3.1. MÉTODOS ESTÁTICOS – MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS QUE UTILIZAM O SPT .....	55
3.2. MÉTODOS DINÂMICOS .....	58
3.2.1. Fórmulas Dinâmicas .....	58
3.2.2. Equação da Onda .....	60
4. RECUPERAÇÃO DO CAIS DO PORTO VELHO DO RIO GRANDE .....	72
4.1. DADOS GERAIS .....	72
4.2. PROBLEMAS PATOLÓGICOS OBSERVADOS NO CAIS DO PORTO VELHO .....	73
4.3. SOLUÇÕES QUE PODEM SER ADOTADAS NO CAIS DO PORTO VELHO ..	82
4.4. SOLUÇÕES ADOTADAS EM ALGUNS CAIS DE GRAVIDADE .....	86
5. REMODELAÇÃO DO CAIS DO PORTO NOVO DO RIO GRANDE .....	91
5.1. DADOS GERAIS .....	91
5.2. PROJETO DE MODERNIZAÇÃO DO CAIS DO PORTO NOVO .....	93
6. PREVISÃO E OBSERVAÇÃO DAS ESTACAS DO MAR – PORTO NOVO DO RIO GRANDE .....	107
6.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO .....	107
6.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ESTACAS .....	113
6.3. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS ATRAVÉS DE MÉTODO ESTÁTICO .....	114
6.4. CONTROLE DE CRAVAÇÃO ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DAS FÓRMULAS DINÂMICAS .....	128
6.5. ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO .....	145
6.5.1. Descrição do ensaio .....	146
6.5.2. Análise pelo Método CASE .....	148
6.5.3. Resultados da Análise CAPWAP .....	151
6.5.4. Resultados obtidos .....	155
6.5.5. Extrapolação da curva carga-recalque .....	159
6.6. VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO .....	164
6.6.1. Verificação de Desempenho pelo Conceito de Resistência Característica .....	164

6.6.2. Verificação de Desempenho pelo Conceito de Coeficiente de Segurança Global .....	169
6.6.3. Verificação de Desempenho pelo Conceito de Probabilidade de Ruína .....	170
6.6.4. Comparação entre Previsão e Observação .....	171
CONCLUSÕES .....	177
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	180

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal da estaca
$A_{\text{útil}}$	Área útil da seção transversal do aço
$C_k$	Coefficiente de segurança característico
$C_s$	Coefficiente de segurança global
CV	Coefficiente de variação
c	Velocidade de propagação da onda
D	Diâmetro da estaca
DMX	Deslocamento máximo
E	Módulo de elasticidade
$E(t)$	Energia transferida do martelo para a estaca
EMX	Energia transferida
F	Força
$F_{yk}$	Tensão característica do aço
F1	Fator de correção determinado em função do tipo de estaca
F2	Fator de correção determinado em função do tipo de estaca
g	Aceleração da gravidade
h	Altura de queda do martelo
$J_c$	Coefficiente de amortecimento dinâmico
k	Valor tabelado em função do tipo de solo
L	Comprimento da estaca
$N_{\text{SPT}}$	Número de golpes para o amostrador penetrar 30 cm
$N_{\text{ESTACA}}$	Número de golpes necessário para cravar 1 metro de estaca
P	Peso da estaca
pF	Probabilidade de ruína
Q	Capacidade de carga
$Q_f$	Capacidade de carga estrutural do aço
$Q_d$	Carga mobilizada
Qult	Carga de ruptura

R	Resistência à cravação ou carga mobilizada
RS1	Resistência estática no primeiro pico de velocidade
RS2	Resistência estática no segundo pico de velocidade
RSM	Resistência estática no pico máximo de velocidade
RMX	Resistência máxima
Rd	Resistência dinâmica do solo à cravação
Rk	Resistência característica
Rm	Resistência média
Rs	Resistência estática do solo
Sk	Solicitação característica
Sm	Solicitação média
s	Nega
TMX	Retardo medido a partir de um tempo inicial
T	Tempo
U	Perímetro da estaca
u	Deslocamento
V	Velocidade
Vp	Velocidade na ponta da estaca
Wd	Amplitude de onda descendente
Wu	Amplitude de onda ascendente
Wdi	Máxima onda descendente devida ao impacto
Wud	Amplitude da onda devida à reflexão do dano
Wur	Amplitude da onda ascendente no início da reflexão
w	Peso do martelo
Z	Impedância
z	Profundidade
$\alpha$	Valor tabelado em função do tipo de solo
$\alpha^*$	Parâmetro determinado por regressão linear
$\beta$	Valor de integridade relativa da estaca
$\beta_1$	Índice de confiabilidade
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_R$	Coefficiente parcial que depende da variabilidade da função resistência
$\gamma_m$	Coefficiente parcial de minoração das resistências fixado por norma

$\gamma_r$	Coeficiente parcial de majoração das solicitações fixado por norma
$\gamma_s$	Coeficiente parcial que depende da variabilidade da função solicitação
$\eta$	Eficiência do martelo de cravação
$\rho$	Massa específica
$\sigma$	Desvio padrão
$\sigma_r$	Desvio padrão das resistências
$\sigma_s$	Desvio padrão das solicitações
$\Delta l$	Segmento da estaca
$\Delta t$	Intervalo de tempo
$\Delta x$	Segmento da estaca

## LISTA DE ABREVIATURAS

CESA	Companhia Estadual de Silos e Armazéns
COPÉSUL	Companhia Petroquímica do Sul
CPT	Ensaio de Penetração Contínua
EMX	Energia Transferida Máxima
PDA	Analizador de Cravação de Estacas
PETROBRÁS	Petróleo Brasileiro S/A
RMX	Método da Máxima Resistência ou Método da Capacidade Máxima
RSU	Método da Capacidade Mínima
SFRC	Concreto Armado com Fibras de Aço
SPT	Ensaio de Penetração Dinâmica
SUPRG	Superintendência do Porto do Rio Grande
TECON	Terminal de Contêineres
TERGRASA	Terminal Graneleiro S/A
TERMASA	Terminal Marítimo Luiz Fogliatto S/A
TGL	Terminal de Granéis Líquidos
TPB	Toneladas por Porte Bruto
MERCOSUL	Mercado Comum do Sul

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores de $k$ e $\alpha$ segundo Laprovitera .....	57
Tabela 3.2 – Valores de $F_1$ e $F_2$ indicados por Laprovitera e Benegas .....	57
Tabela 3.3 – Faixa de valores de $J_c$ em função do tipo de solo .....	64
Tabela 3.4 – Verificação da integridade .....	67
Tabela 6.1 – Variação do $N_{SPT}$ para cada furo de sondagem .....	108
Tabela 6.2 – Variação do $N_{SPT}$ para cada furo de sondagem .....	111
Tabela 6.3 – Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – $R_k$ para grandes amostras .....	118
Tabela 6.4 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – $R_k$ para grandes amostras .....	118
Tabela 6.5 – Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – $R_k$ para pequenas amostras .....	119
Tabela 6.6 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – $R_k$ para pequenas amostras .....	119
Tabela 6.7 - Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – Valores Filtrados – $R_k$ para grandes amostras .....	120
Tabela 6.8 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – Valores Filtrados – $R_k$ para grandes amostras .....	121
Tabela 6.9 - Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – Valores Filtrados – $R_k$ para pequenas amostras .....	121
Tabela 6.10 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – Valores Filtrados – $R_k$ para pequenas amostras .....	122
Tabela 6.11 – Quadro resumo dos diferentes procedimentos de cálculo estatístico para as estacas consideradas como embuchadas .....	122
Tabela 6.12 - Quadro resumo dos diferentes procedimentos de cálculo estatístico para as estacas consideradas como não embuchadas .....	123
Tabela 6.13 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 1 .....	123

Tabela 6.14 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 2 .....	124
Tabela 6.15 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 3 .....	124
Tabela 6.16 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 4 .....	125
Tabela 6.17 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 5 .....	125
Tabela 6.18 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 6 .....	126
Tabela 6.19 – Controle de cravação – Módulo 1 .....	130
Tabela 6.20 – Controle de cravação – Módulo 2 .....	130
Tabela 6.21 – Controle de cravação – Módulo 3 .....	131
Tabela 6.22 – Controle de cravação – Módulo 4 .....	131
Tabela 6.23 – Controle de cravação – Módulo 5 .....	132
Tabela 6.24 – Controle de cravação – Módulo 6 .....	132
Tabela 6.25 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 1 .....	135
Tabela 6.26 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 2 .....	135
Tabela 6.27 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 3 .....	136
Tabela 6.28 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 4 .....	136
Tabela 6.29 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 5 .....	137
Tabela 6.30 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 6 .....	137
Tabela 6.31 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 1 .....	138
Tabela 6.32 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 2 .....	138
Tabela 6.33 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 3 .....	139
Tabela 6.34 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 4 .....	139
Tabela 6.35 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 5 .....	140
Tabela 6.36 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 6 .....	140
Tabela 6.37 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 1 .....	141
Tabela 6.38 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 2 .....	141
Tabela 6.39 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 3 .....	142
Tabela 6.40 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 4 .....	142
Tabela 6.41 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 5 .....	143

Tabela 6.42 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 6 .....	143
Tabela 6.43 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula de Brix .....	144
Tabela 6.44 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula dos Holandeses.....	144
Tabela 6.45 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula dos Dinamarqueses ....	145
Tabela 6.46 – Período de repouso de cada estaca .....	146
Tabela 6.47 – Seqüência de golpes aplicados .....	147
Tabela 6.48 – Esforços de compressão e tração medidos no ensaio de carregamento dinâmico .....	150
Tabela 6.49 – Eficiência do sistema de cravação .....	151
Tabela 6.50 – Altura de queda de cada golpe analisado pelo programa CAPWAP .....	151
Tabela 6.51 – Resultados da análise CAPWAP .....	155
Tabela 6.52 – Fatores de amortecimento do solo .....	156
Tabela 6.53 – Capacidade de carga mobilizada em cada estaca a partir das análises CASE e CAPWAP .....	156
Tabela 6.54 – Carga de ruptura para as estacas a partir da extrapolação da curva carga-recalque usando o método de Van der Veen (1953) .....	163
Tabela 6.55 - Carga de ruptura para as estacas a partir da extrapolação da curva carga-recalque usando o método de Van der Veen (1953) – Valores truncados .....	163
Tabela 6.56 – Resistência característica geral do estaqueamento .....	165
Tabela 6.57 – Comparação dos valores de resistência característica para as estacas ensaiadas (tubo metálico) .....	166
Tabela 6.58 – Coeficiente de segurança global para as estacas ensaiadas e para todo o estaqueamento .....	170
Tabela 6.59 – Índice de confiabilidade e probabilidade de ruína .....	171
Tabela 6.60 – Obtenção da previsão satisfatória .....	172
Tabela 6.61 - Valores calculados na previsão .....	172
Tabela 6.62 – Valores obtidos na observação .....	173

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Primeiro Porto do Rio Grande .....	22
Figura 2.1- Reforço no berço 1 do Tecon .....	25
Figura 2.2 - Dragagem de aprofundamento do Porto Novo 1 .....	27
Figura 2.3 - Dragagem de aprofundamento do Porto Novo 2 .....	27
Figura 2.4 - Cais do Porto Novo com pavimento reforçado para suportar equipamento mecânico de maior capacidade .....	27
Figura 2.5 - Pátio de automóveis do Porto Novo, local onde antes se encontrava uma fábrica .....	28
Figura 2.6 – Defesa do Porto Novo .....	28
Figura 2.7 – Defensas do Porto Novo .....	28
Figura 2.8 – Modernização de cais de gravidade 1 .....	33
Figura 2.9 – Modernização de cais de gravidade 2 .....	34
Figura 2.10 - Modernização de estruturas sobre estacas .....	35
Figura 2.11 – Modernização de cortinas de estacas-prancha .....	36
Figura 2.12 – Uso de novas estruturas para modernização de um cais existente .....	37
Figura 2.13 – Modernização de instalações marítimas obsoletas .....	38
Figura 2.14 – Recuperação do cais da empresa Leal Santos Pescados S/A .....	40
Figura 2.15 – Estaca danificada 1 .....	42
Figura 2.16 – Estaca danificada 2 .....	42
Figura 2.17 – Estaca recuperada 1 .....	43
Figura 2.18 – Estaca recuperada 2 .....	43
Figura 2.19 – Melhoramento do desempenho de um cais de gravidade .....	46
Figura 2.20 – Laje de alívio de pressão .....	47
Figura 2.21 – Reabilitação de um cais de gravidade em Veneza, Itália .....	48
Figura 2.22 – Reabilitação de um cais de gravidade em Hamburg, Alemanha .....	48
Figura 2.23 – Reabilitação de um cais de madeira na Rússia .....	49
Figura 2.24 – Sistemas típicos de proteção anti-erosão .....	50
Figura 2.25 – Típica proteção com “rip-rap” .....	51
Figura 2.26 – Desviadores de jatos no pé do cais .....	54

Figura 3.1 – Modelo elasto-plástico ideal .....	65
Figura 3.2 – Representação do modelo de Smith (1960) .....	69
Figura 3.3 –Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van der Veen .....	70
Figura 4.1 – Localização das áreas do Porto Velho .....	73
Figura 4.2 – Localização da área de cais afetada .....	74
Figura 4.3 - Região do Cais do Porto Velho com Avaria - Observa-se curvatura dos trilhos 1 .....	75
Figura 4.4 - Região do Cais do Porto Velho com Avaria - Observa-se curvatura dos trilhos 2 .....	75
Figura 4.5 - Linha de ruptura e recalque do pavimento .....	76
Figura 4.6 - Linha de ruptura ao longo do pavimento .....	76
Figura 4.7 - Inclinação da cobertura 1 .....	76
Figura 4.8 - Inclinação da cobertura 2 .....	76
Figura 4.9 - Linha de ruptura junto ao muro .....	77
Figura 4.10 - Inclinação da cobertura 3.....	77
Figura 4.11 – Seção transversal intacta .....	77
Figura 4.12 – Seção transversal com avaria da fundação .....	78
Figura 4.13 – Fator de Segurança ao Tombamento x Sobrecarga : Muro Intacto .....	78
Figura 4.14 – Fator de Segurança ao Deslizamento x Sobrecarga : Muro Intacto .....	79
Figura 4.15 – Tensão Máxima na Fundação x Sobrecarga: Muro Intacto .....	79
Figura 4.16 – Excentricidade na Fundação x Sobrecarga: Muro Intacto .....	80
Figura 4.17 – Fator de Segurança ao Tombamento x Diminuição da Base da Fundação .....	80
Figura 4.18 – Tensão máxima na Fundação x Redução da Base do Muro .....	81
Figura 4.19 – Excentricidade na Fundação x Redução da Base do Muro .....	81
Figura 4.20 – Fator de Segurança ao Deslizamento x Rotação do Muro .....	82
Figura 4.21 – Proposta de Recuperação .....	84
Figura 4.22 – Recuperação com painéis pré-moldados .....	85
Figura 4.23 – Reparo de uma parede de gravidade .....	87
Figura 4.24 – Restauração de uma parede de gravidade .....	88
Figura 4.25 – Solução para reforço do cais de gravidade do Porto de Larnaka .....	89
Figura 4.26 – Modernização do Porto de Providence .....	90
Figura 5.1 – Localização das áreas do Porto Novo do Rio Grande .....	92

Figura 5.2 – Esquema de um módulo do cais .....	94
Figura 5.3 – Seção Transversal do Cais .....	95
Figura 5.4 - Estaqueamento em terra .....	95
Figura 5.5 – Disposição construtiva das estacas em um módulo do cais .....	96
Figura 5.6 - Cravação do tubo metálico .....	97
Figura 5.7 - Limpeza do interior das estacas .....	97
Figura 5.8 - Armação das estacas .....	97
Figura 5.9 - Concretagem da estaca 1 .....	97
Figura 5.10 - Concretagem da estaca 2 .....	98
Figura 5.11 - Concretagem da estaca 3 .....	98
Figura 5.12 – Tirantes .....	99
Figura 5.13 - Tubos guia para os tirantes .....	99
Figura 5.14 - Execução dos tirantes .....	100
Figura 5.15 – Detalhe do eixo do guindaste .....	101
Figura 5.16 – Detalhe do carregamento dos pneus sobre o pavimento .....	101
Figura 5.17 – Camadas do pavimento .....	102
Figura 5.18 - Viga V1 .....	103
Figura 5.19 - Armadura da viga V2 .....	103
Figura 5.20 - Laje Pi 1ª fase .....	103
Figura 5.21 - Montagem da laje Pi .....	103
Figura 5.22 - Concretagem do bloco .....	104
Figura 5.23 - Viga V3 .....	104
Figura 5.24 - Cais em acabamento .....	104
Figura 5.25 - Plataforma do cais pronta .....	104
Figura 6.1 – Perfil longitudinal terra .....	109
Figura 6.2 – Perfil longitudinal mar .....	110
Figura 6.3 – Linhas de sondagem .....	110
Figura 6.4 – Perfil longitudinal terra na 2º linha de sondagem .....	112
Figura 6.5 – Perfil longitudinal terra na 3º linha de sondagem .....	112
Figura 6.6- Área de ação de cada furo de sondagem .....	117
Figura 6.7 – Perfil do solo com a indicação da profundidade das cotas e com a nega de cada estaca .....	127
Figura 6.8- Possíveis combinações de distribuição de resistências .....	129

Figura 6.9 – Esquema da estaca para a condição não embuchada .....	129
Figura 6.10 – Esquema de cravação com martelo a diesel .....	134
Figura 6.11 – Esquema de amortecimento .....	134
Figura 6.12 – Resultado do programa DATPRO .....	153
Figura 6.13 – Resultados do programa PDILOT .....	154
Figura 6.14 – Resultado do programa PDILOT .....	154
Figura 6.15 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 1 .....	157
Figura 6.16 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 1 .....	157
Figura 6.17 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 3 .....	158
Figura 6.18 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 3 .....	158
Figura 6.19 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 12 Módulo 5 .....	159
Figura 6.20 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 6 .....	159
Figura 6.21 – Curva carga – recalque – Estaca 1 Módulo 1 .....	162
Figura 6.22 – Curva carga – recalque – Estaca 2 Módulo 1 .....	162
Figura 6.23 – Curva carga – recalque – Estaca 1 Módulo 3 .....	163
Figura 6.24 – Curva carga – recalque – Estaca 2 Módulo 3 .....	163
Figura 6.25 – Curva carga – recalque – Estaca 12 Módulo 5 .....	163
Figura 6.26 – Curva carga – recalque – Estaca 1 Módulo 6 .....	164
Figura 6.27 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 1 Módulo 1 .....	165
Figura 6.28 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 2 Módulo 1 .....	165
Figura 6.29 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 1 Módulo 3 .....	166
Figura 6.30 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 2 Módulo 3 .....	166
Figura 6.31 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 12 Módulo 5 .....	167
Figura 6.32 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 1 Módulo 6 .....	167
Figura 6.33 – Variabilidade da resistência em função do comprimento da estaca – Estaca Embuchada .....	172
Figura 6.34 – Variabilidade da resistência em função do comprimento da estaca – Estaca não Embuchada .....	172
Figura 6.35 – Transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 1 .....	177
Figura 6.36 – Transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 1 .....	178
Figura 6.37 – Transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 3 .....	178
Figura 6.38 – Transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 3 .....	179
Figura 6.39 – Transferência de carga para o solo – Estaca 12 Módulo 5 .....	179

Figura 6.40 – Transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 6 ..... 180

# 1. INTRODUÇÃO

O município do Rio Grande é um dos municípios que compõem a Costa Doce, um dos maiores complexos lacustres do mundo, formado pelas Lagoas Mangueira, Mirim e Laguna dos Patos. A denominação Rio Grande vem do fato de os navegadores em direção a Colônia do Sacramento, séculos atrás, entenderem que a embocadura da Laguna dos Patos fosse a foz de um grande rio. A cidade possui o maior complexo portuário do sul do Brasil, sendo o terceiro porto marítimo brasileiro em movimentação de carga geral e o segundo em contêineres.

A cidade possui, desde os seus primórdios, uma relação intensa com o mar. Foi por ele que se deu a entrada dos colonizadores portugueses em 1737, comandados pelo brigadeiro José da Silva Paes. A expedição de Silva Paes fundou a primeira povoação oficial no Brasil meridional, dando início ao que é atualmente a cidade do Rio Grande e o Estado do Rio Grande do Sul.

Com o Estabelecimento Militar, deu-se o início oficial da colonização na região. A freguesia transformou-se rapidamente em povoado, graças ao impulso dado pelos colonos provenientes das Ilhas dos Açores e Madeira, que chegaram na década de 1750. Em 1751, o povoado foi levado à condição de Vila do Rio Grande de São Pedro, tendo seus limites demarcados.

A dragagem do cais e a construção do Porto (Porto Velho), em 1823, tornaram a então Vila do Rio Grande de São Pedro o principal centro comercial do território riograndense. Na visão de Dreys, a Vila do Rio Grande, *“com suas casas suntuosas, seus ricos armazéns, seus caes regulares e seu porto retificado, pode agora concorrer com as mais notáveis cidades da América do Sul.”* A especificidade do município, cercado pelo mar e suas lagoas, gerou uma relação com o mar que se pode traduzir numa cultura marítima.

Um porto pode ser considerado como um sistema dinâmico, que possui diversas instalações, para a manipulação de cargas de forma econômica, eficiente e segura. Em seu processo histórico, Rio Grande registra a importância de seu primeiro porto marítimo.

Registros históricos apontam que muitos dos que passavam pela região não acreditavam no seu desenvolvimento, ou mesmo que uma cidade pudesse ser construída no local. Esta descrença baseava-se nas condições naturais pouco favoráveis. As dificuldades

oferecidas pelo mar, ao transpor a barra, culminavam em muitos casos com naufrágios e muitas perdas. A primeira providência oficial para melhorar a segurança da navegação ocorreu em 1846, quando o Governo Imperial criou a Inspetoria da Praticagem da Barra. Os acidentes então, diminuíram consideravelmente. Era grande a movimentação de embarcações na época, tendo sido anotada a entrada de 668 embarcações já em 1847.

Com a crescente navegação através da Barra, surgiu um pequeno porto no centro do povoado, localizado onde hoje é o Porto Velho, freqüentado principalmente por embarcações à vela (Figura 1.1).

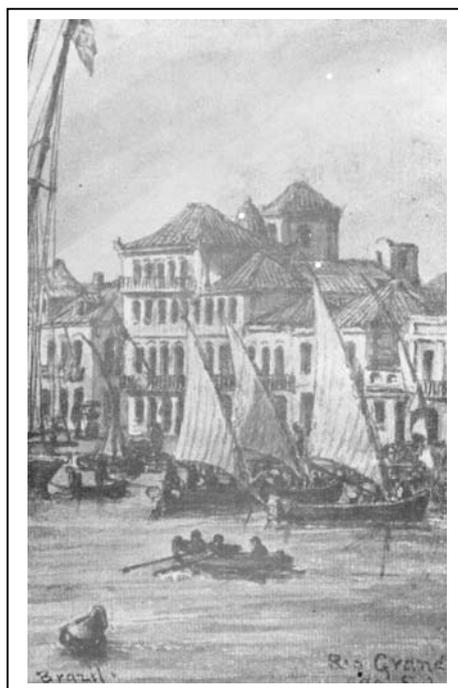


Figura 1.1 – Primeiro Porto do Rio Grande

Assim, o velho porto do Rio Grande serviu de base para os colonizadores portugueses como ponto geopolítico estratégico na luta contra os espanhóis. Porto de chegada dos imigrantes açorianos, alemães, italianos, espanhóis, poloneses... e porto comercial importante por onde eram comercializadas mercadorias para todo o Brasil.

Foi entre o Forte Jesus-Maria-José e a praia (porto) que surgiu o primeiro traçado de vias públicas na cidade do Rio Grande. O Porto Velho foi um marco significativo no desenvolvimento histórico-social-econômico da cidade. *“Os reflexos do movimento portuário determinaram e condicionaram, de forma decisiva, o crescimento sócio-econômico da Vila a sua modernização urbana”* (Queiroz, 1987).

Atualmente, a área do Porto Velho está inserida no perímetro definido como Centro Histórico da cidade, por reunirem-se neste espaço, valores históricos, urbanísticos, arquitetônicos, simbólicos, afetivos e sociais que são registro vivo da cultura da cidade.

Mesmo assim, a contínua agitação das águas na embocadura, as freqüentes mutações dos canais e as profundidades insuficientes, que raramente ultrapassavam 3,6 metros (12 pés), tornavam a transposição da Barra extremamente perigosa, ocasionando ainda diversos acidentes, que inviabilizavam o comércio e o desenvolvimento da região.

No ano de 1855, a mando do ministério da Marinha, o Ten. Cel. Eng. Ricardo Gomes Jardim, especializado em engenharia hidráulica, vem a Rio Grande para estudar a Barra e o Porto. Porém, este concluiu: *“que devem reputar-se inexecutáveis, senão mais nocivos do que úteis quaisquer construção de pedra ou de madeira, no intuito de prolongar o leito do rio ou dar maior força à corrente [...]”*.

Em 1875, Sir John Hawkshaw, comissionado pelo Governo Imperial, visitou o Porto do Rio Grande e propôs a construção de quebra-mares partindo do litoral para o oceano, de um e outro lado da embocadura com uma extensão de cerca de 2 milhas cada.

O engenheiro Honório Bicalho sugeriu, em 1883, a construção de dois molhes. Este projeto foi alterado pelo engenheiro holandês Pieter Caland, em 1886, que propôs a construção de dois molhes convergentes.

Em 1906 o engenheiro Elmer Lawrence Cortheill foi contratado para executar as obras de fixação da Barra do Rio Grande, com aprofundamento para 10 metros, e a construção de dois molhes convergentes e um novo porto. Cortheill, de acordo com o contrato, construiria e exploraria o novo porto por um período de 70 anos. Elmer Lawrence Cortheill organizou então a companhia “Port of Rio Grande do Sul”, com sede nos Estados Unidos.

Devido às dificuldades encontradas pelo engenheiro Cortheill em captar recursos para o início das obras, em 1908, constituiu-se em Paris a “Compagnie Française du Port du Rio Grande do Sul”. Sob a responsabilidade do engenheiro Cortheill, dois anos depois, iniciaram-se efetivamente os trabalhos de construção dos molhes e do Porto Novo.

Em outubro de 1912 um decreto modificou o projeto para o Porto Novo e tornou extensivos os melhoramentos ao Porto Velho.

Em 15 de novembro de 1915, foi inaugurado o primeiro trecho de cais do Porto Novo, numa extensão de 500 metros, logo entregues à operação.

Na década de 1970 foi elaborado o projeto de ampliação do complexo portuário do Rio Grande, com a implantação da infra-estrutura viária e de serviços para o chamado “Superporto”. Desde então foram construídos diversos terminais portuários, possibilitando a

atracação de navios maiores, pois as profundidades na região são maiores que as do Porto Novo.

Todo o conjunto de obras erguidas nos séculos 19 e 20 começa a apresentar dificuldades de uso, quer pela manifestação de patologias em suas estruturas, quer pelas exigências de novas e maiores cargas e maiores navios, bem como pela busca da excelência nas operações, com objetivo de redução de custos e maior competitividade com outros portos.

O objetivo desta dissertação é apresentar um roteiro de soluções possíveis para diferentes tipos de intervenções de engenharia portuária e relatar “casos” já aplicados ao Porto do Rio Grande. A finalidade é apontar novas tecnologias de projeto e construção (Capítulo 2), de análise e suporte aos projetistas, com ênfase em fundações (Capítulo 3).

Para o “caso Porto Velho”, que apresentava sinais de colapso de parte de seu cais e reaterro, apresenta-se a solução parcial adotada e propostas que poderão ser utilizadas para consolidar a estrutura (Capítulo 4).

No “caso Porto Novo” é dada maior ênfase aos problemas geotécnicos de fundações (estacas) (Capítulo 5), fazendo-se a interpretação entre previsão e observação do comportamento, bem como a análise de instrumentação e ensaios especiais (Capítulo 6).

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões deste estudo sobre remodelação e restauração de estruturas portuárias.

## **2. MODERNIZAÇÃO E RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS PORTUÁRIAS**

### **2.1. MODERNIDADE E O APROVEITAMENTO DOS PORTOS EXISTENTES**

Um porto é um sistema dinâmico que cresce e sofre mudanças. Do ponto de vista da engenharia, o porto é um sistema que compreende uma miscelânea de instalações direcionadas para uma movimentação de cargas economicamente eficiente e segura.

Nos dias atuais, autoridades portuárias e operadores de terminais estão, cada vez mais, procurando maneiras através das quais eles possam adaptar infraestruturas portuárias existentes para acompanhar as demandas das mudanças de seus mercados. Quando o tipo de carga ou o modo de transportá-la muda, o porto necessita ser modernizado para ser efetivamente adaptado a essas mudanças.

Na atualidade, o terminal ideal é aquele que tem flexibilidade suficiente para ser adaptado a diferentes tipos de sistemas de movimentação de carga sem mudanças substanciais em sua infraestrutura.

#### **2.1.1. Remodelação, Reabilitação ou Reconstrução de Estruturas Portuárias**

Muitos dos portos existentes em operação no mundo foram construídos nos anos pós II Guerra Mundial. Naturalmente, esses portos e suas instalações foram projetados para navios relativamente pequenos e são dotados de equipamentos de carga/descarga menos sofisticados e mais leves. Naquele tempo, os portos eram projetados para um carga máxima distribuída de 40 kN/m<sup>2</sup>, atualmente a indicada é de 50 kN/m<sup>2</sup>, segundo Tsinker (1997) e NBR 9782/1987. Além disso, a maioria das instalações antigas ainda em serviço tem que enfrentar problemas associados às profundidades insuficientes de água em frente ao cais.

O crescimento do tamanho dos navios, especialmente para o transporte a granel, e o desenvolvimento de novos tipos de embarcações, fazem muitas das instalações portuárias existentes obsoletas. Além disso, navios maiores e com maior potência e calado, com

conseqüente diminuição da quilha e espaço de aproximação da hélice, se não contarem com a assistência de um rebocador, podem causar considerável dano de erosão, especialmente se a estrutura for construída sobre uma fundação sensível. A provável erosão de fundo pode enfraquecer a base de um muro de cais, resultando em dano estrutural ou deslocamentos inaceitáveis.

Normalmente, a estrutura antiga, se planejada para ser integrada ou utilizada em uma nova instalação, deve ser reabilitada. Isto deve incluir uma avaliação de sua atual capacidade de carga, o que tipicamente consiste em uma inspeção da estrutura e uma avaliação de engenharia; quando necessário, a estrutura existente pode ser estruturalmente reforçada. Isto pode incluir também reparo estrutural/reabilitação e/ou a adição de novos componentes estruturais na instalação antiga, que em combinação com a nova criará um sistema habilitado para servir aos diversos tipos de embarcações e/ou suportar novas e mais pesadas movimentações de cargas e equipamentos mais pesados.

Remodelar uma instalação existente, sempre que possível, produzirá economia no custo se comparado com a construção de uma nova instalação ou a completa reconstrução de uma existente. A modernização também pode ser realizada de maneira a minimizar a interferência em atividades contínuas e até mesmo os impactos ambientais maiores.

Normalmente, a modernização ou melhoramento de uma estrutura existente, envolve um ou mais dos seguintes requisitos, segundo Gaythwaite (1990):

- reforço estrutural para cargas verticais e laterais (Figura 2.1);



Figura 2.1 – Reforço no berço 1 do Tecon – Foto cedida por Renato M. Fernandes, Gerente de Obras do Tecon Rio Grande S.A.

- dragagem para manutenção ou aumento da profundidade da água e área de manobra (Figuras 2.2 e 2.3);



Figura 2.2- Dragagem de aprofundamento do Porto Novo 1.



Figura 2.3- Dragagem de aprofundamento do Porto Novo 2.

- provisão para novo equipamento mecânico (Figura 2.4);

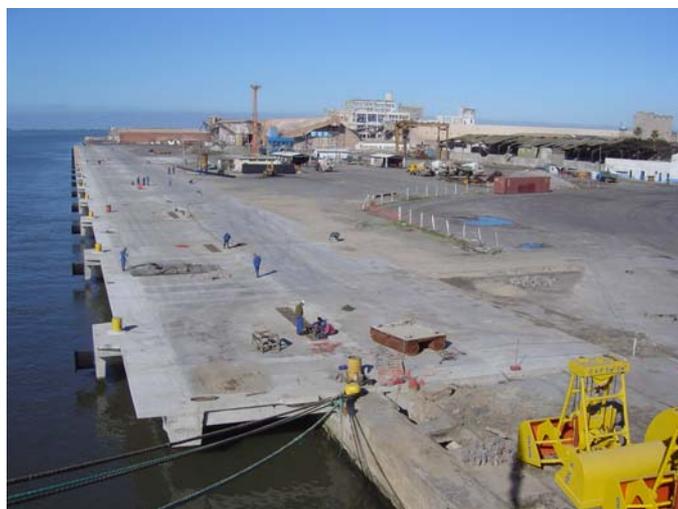


Figura 2.4 – Cais do Porto Novo com pavimento reforçado para suportar equipamento mecânico de maior capacidade.

- mudança no layout e um aumento nas áreas de armazenagem em terra (Figura 2.5);



Figura 2.5 – Pátio de automóveis do Porto Novo, local onde antes se encontrava uma fábrica.  
– Foto cedida por Newton Quintas, Assessor Técnico da SUPRG.

- melhoramentos no controle de poluição e segurança.

O reforço estrutural de uma estrutura existente pode ser uma tarefa difícil e cara. Se pelo menos a estrutura existente puder ser restaurada para uma condição de praticamente nova, então algumas aproximações podem ser feitas para distribuir as cargas acrescidas. O uso de defensas modernas com alta absorção de energia, por exemplo, pode reduzir grandemente forças de reação causadas por embarcações. Quando da construção do cais de gravidade do Porto Novo de Rio Grande não foram previstas defensas, no entanto na obra de remodelação elas foram colocadas (Figuras 2.6 e 2.7).



Figura 2.6 – Defesa do Porto Novo.



Figura 2.7 – Defensas do Porto Novo.

### **2.1.2. Reabilitação versus Reconstrução**

Estruturas marítimas estão sujeitas a ambientes severos e a condições de serviço pesadas. Um programa de manutenção apropriado envolve constante vigilância e reparo dos danos e deterioração. Isto é especialmente importante para estruturas marítimas onde a ruptura estrutural ou condições que eventualmente as fazem ficar inúteis, são o resultado de danos cumulativos e efeitos de deterioração graduais. Infelizmente, estruturas marítimas normalmente sofrem com a negligência, geralmente alcançando o estágio onde reparos maiores ou a reconstrução tornam-se necessários.

A decisão entre reconstruir ou reparar/reabilitar uma estrutura, freqüentemente é uma decisão econômica, mas existem outras considerações importantes. Faz-se necessário considerar a vida de projeto de uma instalação restaurada e a vida de projeto de uma reconstruída. O custo da vida útil então pode ser avaliado em um custo inicial mais os custos de manutenções periódicas para ambas opções, utilizando métodos rudimentares de análises econômicas. Se a estrutura está sendo aumentada em suas dimensões ou na capacidade de carga, e/ou sendo convertida para uma nova finalidade, o que é freqüentemente o caso, é necessária uma análise de engenharia adicional.

Instalações de carregamento e transporte, por exemplo, geralmente precisam ser melhoradas para suprir as necessidades de embarcações modernas e equipamentos novos. Isto, invariavelmente, envolve um aumento na capacidade de suportar cargas da estrutura.

Por outro lado, na utilização de um cais antigo ou desembarcadouro para propósitos residenciais ou recreativos, como é o caso do Porto Velho de Rio Grande, deve ser verificado se a estrutura ainda possui capacidade suficiente mesmo com o desgaste do material; o problema então envolve a prevenção de futuras deteriorações e considerações estéticas ao invés do aumento da resistência estrutural. Sendo assim, pode-se afirmar que o grau de deterioração e a natureza do uso pretendido são os aspectos principais na decisão da melhor alternativa para uma instalação marítima.

### 2.1.3. Remodelação e Reabilitação no Porto do Rio Grande

Com a finalidade de aumentar a movimentação de carga e permitir a entrada de navios maiores, está previsto o aumento da profundidade do canal de acesso ao Porto do Rio Grande para 60 pés (18 m). Esta mudança também vai permitir que o Porto do Rio Grande possa ser um porto concentrador de cargas do MERCOSUL. Para que isso aconteça adaptações e modificações terão que ser efetuadas em alguns terminais existentes (da Silva, 2001).

O chamado Porto Público do Rio Grande é constituído pelo Porto Velho e Porto Novo. O Porto Velho é um cais antigo, que não gera atualmente grandes interesses comerciais, e que já sofreu um processo de recuperação emergencial. É objetivo da Autoridade Portuária desenvolver um projeto completo de recuperação para permitir, desta forma, a revitalização daquele espaço para desenvolvimento de uma área para atividades institucionais, culturais, recreativas e turísticas, e atracação de barcos pesqueiros com atividade operacional limitada. Posteriormente, serão apresentados métodos de recuperação que poderão ser utilizados no cais do Porto Velho.

Já o Porto Novo, tem ainda um grande interesse comercial, por ser o único cais público em operação no Porto do Rio Grande. O cais sofreu uma remodelação, sendo reconstruído com capacidade de dois berços de atracação, onde uma plataforma foi sobreposta e apoiada na estrutura do cais existente e numa cortina de estacas. Também foi efetuada uma dragagem do fundo, e construído um talude, o que possibilita a atracação de navios com propulsores laterais. O projeto do cais do Porto Novo será discutido com maiores detalhes no Capítulo 5.

Os Terminais Privados localizam-se no Superporto e são os seguintes: Tecon Rio Grande, Termasa, Tergrasa, Bianchini, Bunge, Trevo, Petrobrás e COPESUL.

O Terminal de Contêineres, TECON, é especializado na movimentação e armazenagem de contêineres. Possui 600 metros de cais, com uma profundidade de 40 pés. Recentemente, este terminal sofreu uma remodelação, através de reforço estrutural para cargas verticais e horizontais. Foi construído um novo cais, dando continuidade ao previamente existente, apoiado sobre estacas de 80 cm de diâmetro e com cerca de 50 metros de comprimento. Atualmente projeta-se nova ampliação, com outro berço de atracação.

O terminal Bianchini S/A possui um pier de 300 metros, e uma profundidade de 40 pés, oferece três armazéns graneleiros. Com o aumento do calado, haverá a necessidade de dragagem e também reforço no estaqueamento.

O terminal da Petrobrás é destinado ao recebimento e embarque de produtos derivados do petróleo e ácidos para fabricação de adubos. Também é especializado no fornecimento de combustível para navios. Ele possui um píer de 318 metros com profundidade de 33 pés. No caso da Petrobrás será necessário dragar e adiantar o píer, ou seja, construir uma nova estrutura na frente da existente.

A COPÉSUL, Companhia Petroquímica do Sul, opera um píer de 70 metros e 33 pés de profundidade. Para adaptar-se à nova profundidade do canal, haverá a necessidade da construção de uma nova estrutura, já que a existente suporta dragagem até 40 pés, no máximo.

O Terminal Marítimo Luiz Fogliatto S/A - Termasa, possui armazéns graneleiros e tanques para depósito de cargas líquidas. Possui um píer de 200 metros e 40 pés. Já o Terminal Graneleiro S/A – Tergrasa, é o maior terminal da América Latina para a operação de grânéis agrícolas. Este terminal possui um cais para barcas com 630 metros e 40 pés e um píer com 450 metros e 40 pés. Com o aumento da profundidade do canal, haverá a necessidade de fazer uma verificação de estabilidade estrutural para as exigências de carga de navios maiores em ambos. Também deverão ser revistas as defensas e cabeços de amarração.

A Bunge Alimentos S/A é especializada na movimentação de grânéis agrícolas e possui um píer de 412 metros, com profundidade de 40 pés. Suas estruturas de atracação e estaqueamento não sofrerão mudanças com o aumento da profundidade do canal, porém, recomenda-se um estudo sobre a necessidade de dragagem de manutenção nas proximidades do píer.

A Trevo Operadora Portuária S/A, possui um píer de 360 metros de comprimento. É um terminal especializado em movimentação de matérias primas para fertilizantes e produtos químicos. Este terminal possui estrutura para uma profundidade de até 40 pés, sendo que para os 60 pés previstos, haverá a necessidade de reformulações em sua estrutura.

## **2.2. MODERNIZAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ATRACAÇÃO**

Estruturas de atracação antigas usualmente necessitam serem modernizadas de modo a acomodar embarcações maiores do que aquelas originalmente projetadas. Na maioria dos casos práticos, isto será feito através de maior aprofundamento da água em frente da estrutura. Contudo, dragagem do fundo em frente do cais existente pode criar um sério problema de estabilidade para a estrutura e forças de empuxo atrás do muro do cais.

Na maioria das vezes, apenas a dragagem simples do fundo em frente ao cais pode não ser executável. A solução é comumente encontrada na modernização da estrutura existente pela adição de elementos estruturais que ajudam a atenuar os efeitos do aprofundamento do solo. A melhor solução é geralmente aquela que permite a utilização da estrutura existente tanto quanto possível.

Os métodos utilizados para a modernização de estruturas de contenção do solo, tais como paredes de gravidade e cortinas de estacas-prancha, são geralmente muito similares. Eles basicamente incluem o uso de diferentes sistemas de alívio de pressão, instalação de sistemas de ancoragem adicionais e fortalecimento de alguns componentes estruturais e da fundação.

Estruturas estaqueadas, tais como plataformas apoiadas em estacas ou plataformas de alívio de pressão, são normalmente modernizadas pelo prolongamento dessas estruturas em direção ao mar, onde a profundidade da água pode ser alcançada pela dragagem ou existir naturalmente. Outro método comumente utilizado é a instalação de uma parede de estacas-prancha que permita a dragagem do fundo em frente à estrutura existente.

Um dilema comum enfrentado por autoridades portuárias e operadores de terminais é optar pela reconstrução (ou modernização) da estrutura existente ou substituir a estrutura obsoleta por uma nova. A decisão é normalmente feita com base na avaliação dos méritos técnicos e econômicos de ambas as alternativas. Se a decisão é feita em favor de uma nova instalação, então a existente pode ser demolida e substituída por uma nova. Alternativamente, a estrutura obsoleta pode ser enterrada atrás ou embaixo da nova estrutura.

Apresenta-se uma revisão dos principais métodos e tipos de soluções que têm sido utilizadas para modernização de estruturas de atracação, de modo a atingir novos objetivos de desenvolvimento, com o aumento do tamanho dos navios ou dos equipamentos de carga e descarga, dos tipos de carga, como graneis, contêineres, automóveis, grandes peças para montagem de usinas ou de refinarias.

### **2.2.1. Modernização de Cais em Muro de Gravidade**

A profundidade da água em frente ao cais de gravidade pode ser aumentada pela utilização de um dos quatro métodos básicos mostrados na Figura 2.8. Neste caso, pode ser

incluído o jatocrete, o uso de vários sistemas de ancoragem e o uso de estruturas sobre estacas.

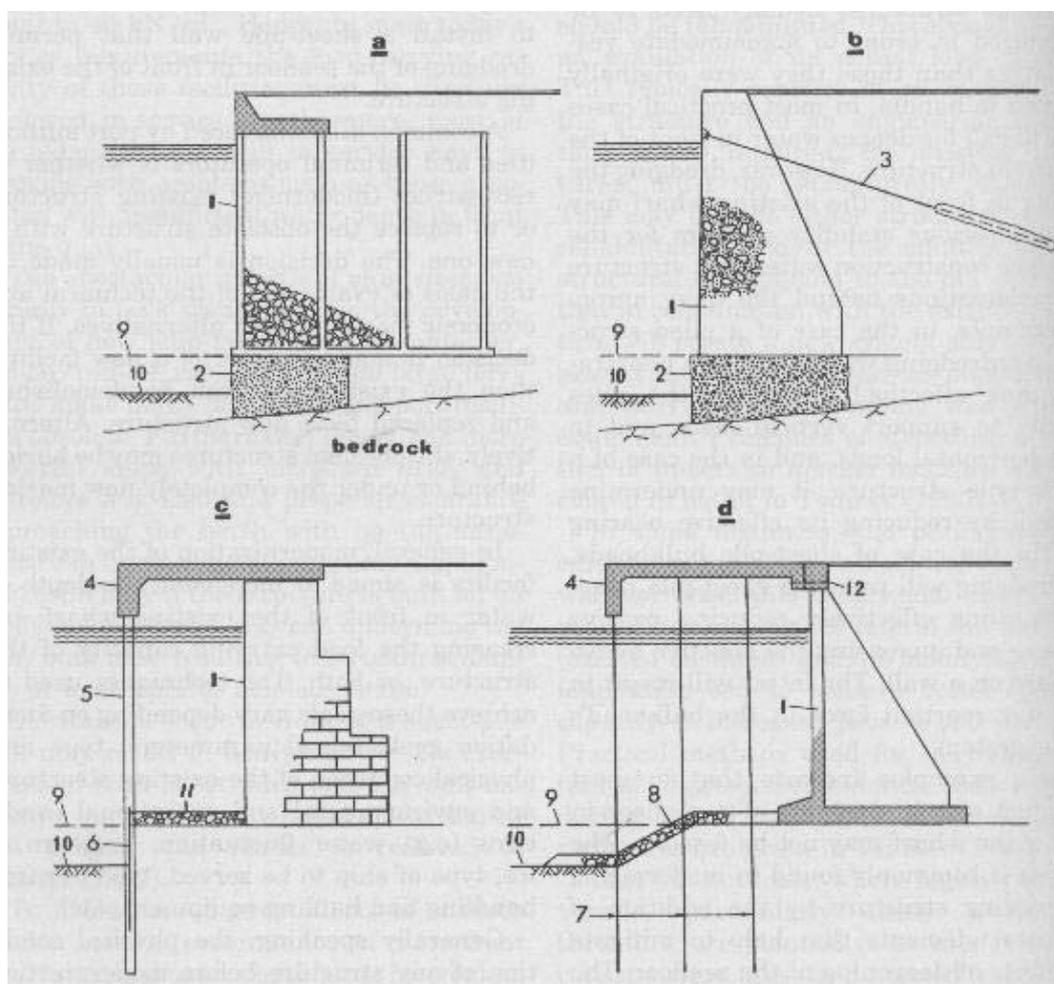


Figura 2.8 – Modernização de cais de gravidade 1. a – reforço de fundação, b – base com jatocrete, c – instalação de estaca de grande diâmetro e uma cortina de estacas-prancha curtas intercaladas, d – uso de plataformas sobre estacas. 1 – cais de gravidade, 2 – graute de concreto, 3 – tirante, 4 – plataforma, 5 – estaca de carga de grande diâmetro, 6 – cortina de estacas-prancha metálicas, 7 – estacas metálicas ou de concreto, 8 – proteção de talude, 9 – antigo nível do fundo, 10 – linha de dragagem, 11 – proteção contra erosão, 12 – barra tracionada. - Tsinker (1997).

Já a capacidade para suportar cargas maiores pode ser aumentada por um dos métodos ilustrados na Figura 2.9. Para aumentar a capacidade, além do uso de ancoragens de vários tipos, pode-se utilizar a construção de sistemas de alívio de pressão, tais como lajes,

plataformas estaqueadas, e a substituição do aterro existente por um bom material granular. Em Tsinker (1997) todas estas técnicas são descritas.

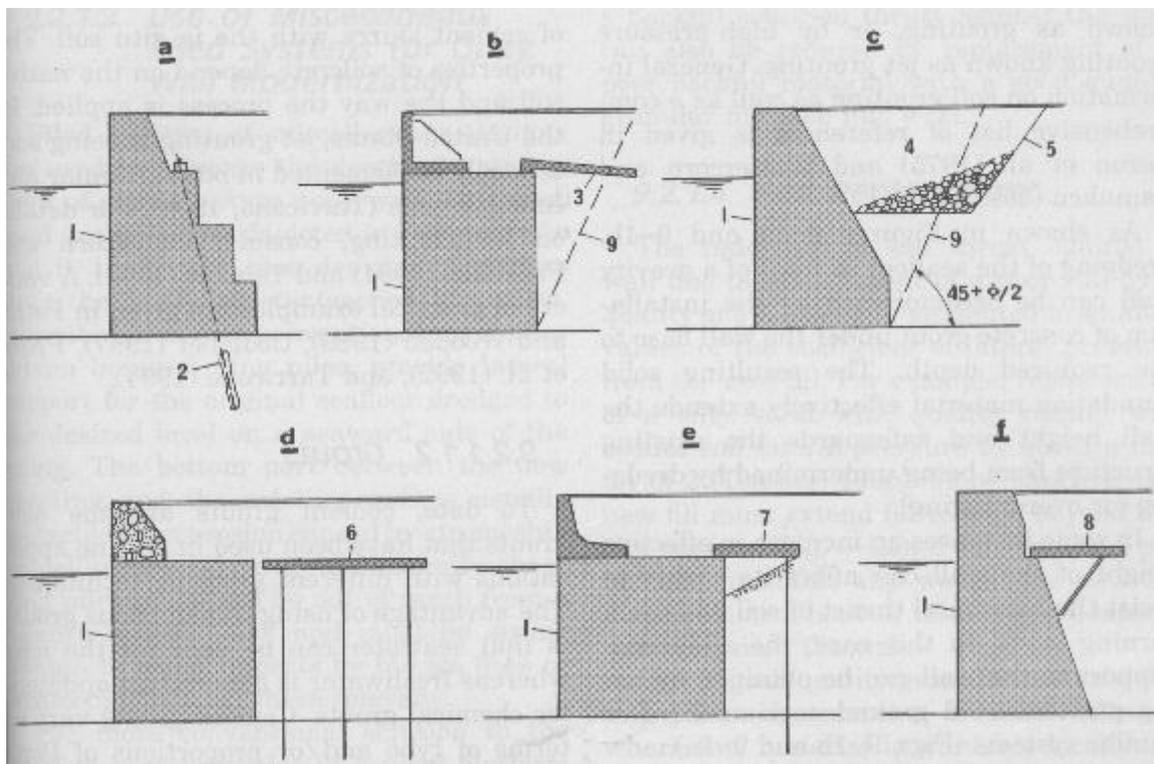


Figura 2.9 – Modernização de cais de gravidade 2. a – utilização de tirantes ancorados no terreno, b – uso de lajes para alívio de pressões, c – substituição do solo de reaterro por aterro granular, d – uso de plataforma de alívio independente sobre estacas, e – f – uso de laje de alívio de pressões. 1 – muro do cais, 2 – nova ancoragem no terreno, 3 – laje de alívio de pressões suportada pelo reaterro, 4 – novo aterro granular, 5 – nova escavação do aterro existente, 6 – nova plataforma de alívio de pressão sobre estacas, 7 – nova laje de alívio suportada pelo muro e por estacas, 8 – nova laje de alívio apoiada no muro, 9 – superfície de deslizamento. – Tsinker (1997).

### 2.2.2. Modernização de Cais sobre Estacas

Se a atracção de maiores embarcações em terminais existentes requer o aprofundamento do fundo em frente a estrutura do cais, este problema pode ser resolvido de

duas maneiras: pelo prolongamento da instalação existente até a água mais profunda através da construção de uma nova plataforma sobre estacas em frente a estrutura existente (Figura 2.10-b), ou com a construção de uma cortina de estacas-prancha em frente ao cais existente (Figura 2.10-a).

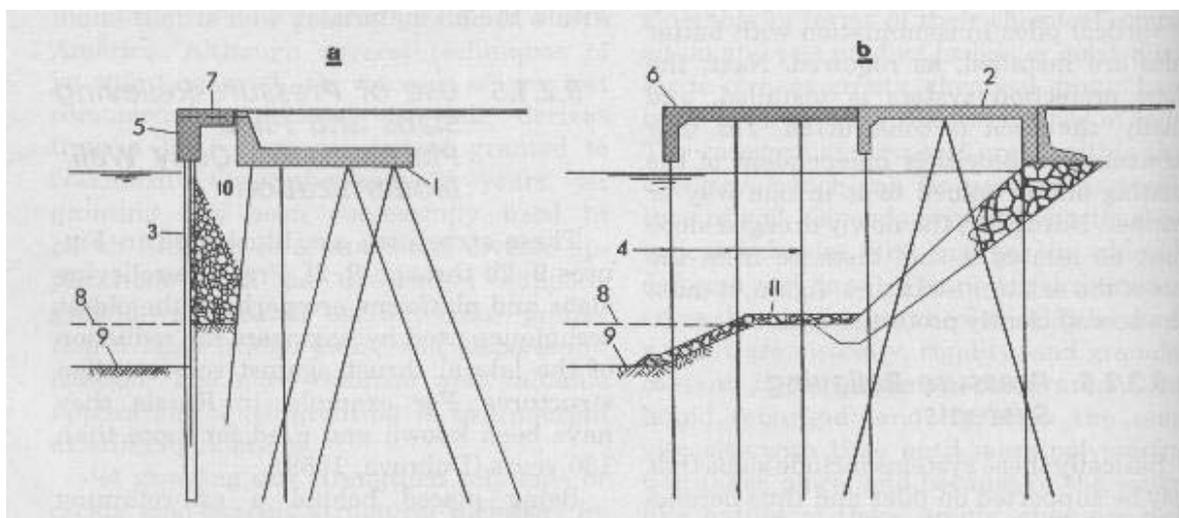


Figura 2.10 - Modernização de estruturas sobre estacas. a - construção de uma cortina de estacas-prancha em frente ao cais existente e b - construção de uma nova plataforma sobre estacas em frente a estrutura existente 1 – estaca existente, plataforma de alívio, 2- plataforma sobre estacas existente, 3- nova estaca, a qual pode consistir de cortina regular ou compreender estacas de grande diâmetro e cortina regular entre elas, 4- novas estacas, 5- nova superestrutura de concreto, 6- nova plataforma de concreto, 7- barra tracionada, 8- antigo nível do solo, 9 – nova linha de dragagem, 10- aterro granular, 11- proteção contra erosão. – Tsinker (1997).

### 2.2.3. Modernização de Cais em Cortina de Estacas-Prancha

Na maioria dos casos, esse tipo de modernização é uma tarefa complicada e requer atenção especial e um conhecimento completo da natureza da interação solo-estrutura.

A complexidade da interação solo-estrutura está no fato de que a condição tensão-deformação que é proveniente de uma parede flexível, a partir de carregamentos prévios,

erosão ou efeitos da dragagem, deterioração do material ou devido a outras razões, é praticamente irreversível.

Se a resistência precisa ser aumentada ou o fundo precisa ser dragado em frente à cortina, um dos métodos ilustrados na Figura 2.11 pode ser considerado. Esses métodos incluem a instalação de um sistema de ancoragem adicional para reduzir a envergadura da cortina, substituição do solo, uso de sistemas de alívio de pressão, e a instalação de novas estacas-prancha com utilização total ou parcial de componentes da cortina existente. Esses métodos são apresentados com maiores detalhes em Tsinker (1997).

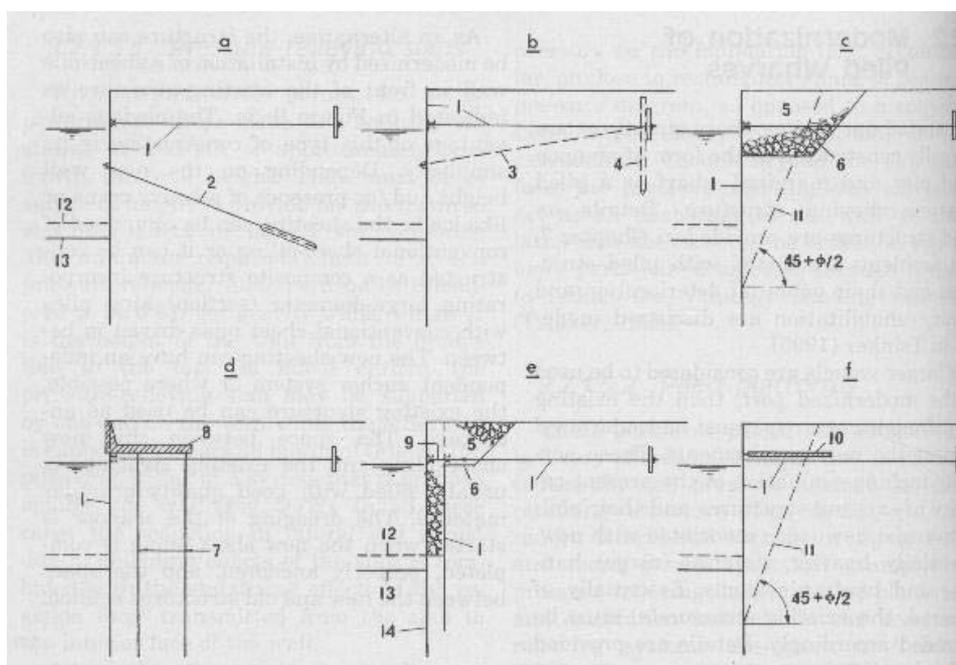


Figura 2.11 – Modernização de cortinas de estacas-prancha. a- uso de ancoragem no terreno, b- instalação de tirante adicional, c- substituição do aterro existente por material granular de qualidade, d- adição de sistema de alívio de pressão, e- instalação de cortina nova com a utilização parcial de alguns componentes do sistema antigo, f- uso de lajes de alívio de pressão. 1- componentes existentes da cortina: estacas-prancha e sistema de ancoragem, 2- nova ancoragem no terreno, 3- novo tirante, 4- novas estacas em frente da parede de ancoragem existente, 5- aterro granular de qualidade, 6- escavação, 7- novas estacas, 8- nova superestrutura de alívio de pressão, 9- porção adicional de tirante, 10- nova laje de alívio de pressão, 11- superfície de deslizamento, 12- nível antigo do solo, 13- novo nível de dragagem, 14- nova cortina. – Tsinker (1997).

#### 2.2.4. Construção de uma Parede Nova

Em alguns casos, a modernização de portos requer não apenas o aprofundamento do cais existente, mas também uma expansão de sua área de trabalho. Neste caso, se a área útil de água é suficientemente grande, então a nova estrutura da zona portuária é construída um pouco à frente da existente; a nova área de trabalho é criada pelo preenchimento do espaço entre a nova e a antiga estruturas com o aterro apropriado (Figuras 2.12-a e 2.13).

Se a área de água útil é limitada ou necessita ser aumentada para permitir a operação de navios maiores, então a nova estrutura pode ser construída atrás da existente (Figura 2.12-b). A nova estrutura é usualmente construída com o emprego de técnicas, com baixa perturbação (por exemplo, parede diafragma, estacas escavadas, ancoragem superficial ou profunda, etc). Isto é necessário para evitar danos na estrutura antiga. Após a construção da nova, a antiga é destruída e o fundo é dragado até a profundidade necessária.

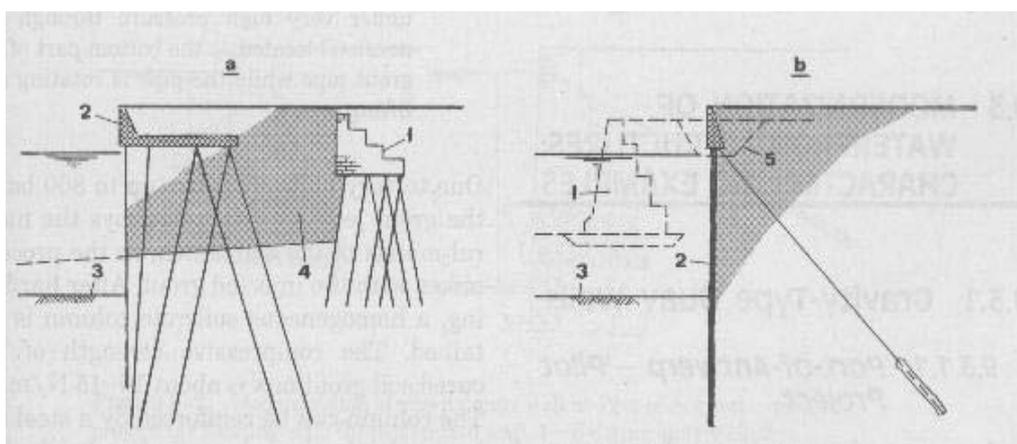


Figura 2.12 – Uso de novas estruturas para modernização de um cais existente. a – novo cais localizado em frente a estrutura antiga, b – construção de nova estrutura atrás da parede existente. 1- parede existente, 2- nova estrutura, 3- linha de dragagem, 4- novo aterro, 5- escavação para construção da nova parede. – Tsinker (1997).

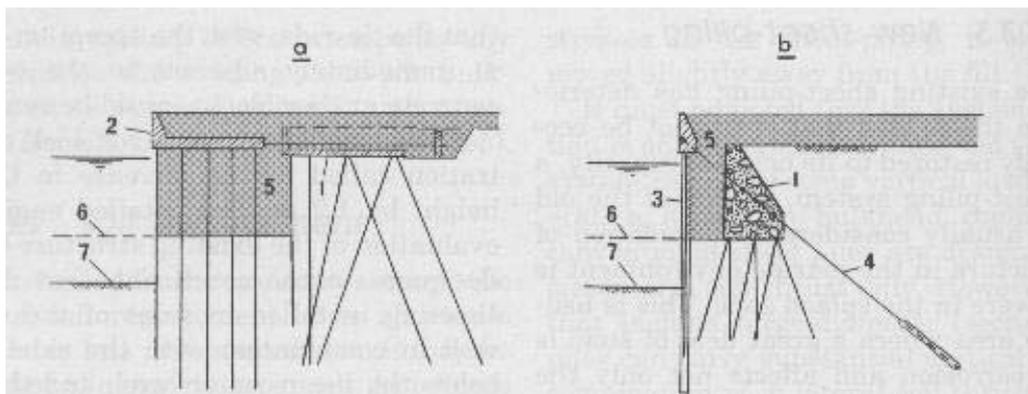


Figura 2.13 – Modernização de instalações marítimas obsoletas. a – pela instalação de nova estrutura sobre estacas, b- pela instalação de novo sistema de cortina de estacas-prancha. 1- cais existente, 2- nova plataforma de alívio de pressão, 3- novo sistema de cortina, 4- sistema de ancoragem, 5 - aterro granular, 6- nível antigo do solo, 7- nova linha de dragagem. – Tsinker (1997).

### 2.3. RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ATRACAÇÃO

Considerando que as estruturas portuárias marítimas são apropriadamente conservadas, a vida útil de serviço de tais estruturas é usualmente considerada para ficar entre 35 e 50 anos. Contudo, essas estruturas estão suscetíveis a danos com o passar do tempo (Tsinker, 1995).

Diferentes materiais estruturais são afetados de várias maneiras pelo ambiente marinho. Os efeitos mais observados incluem a corrosão dos metais, a degradação do concreto, o ataque à madeira por organismos marinhos, etc.

Existem cinco zonas distintas no que diz respeito à deterioração das estruturas em ambiente marítimo:

- Zona exposta à atmosfera;
- Zona de respingo, a qual está exposta a impacto de ondas, radiação solar, etc.
- Zona de maré, a qual está exposta a repetidos ciclos de molhagem e secagem e ao impacto de ondas. Essas ondas podem conter pedaços de gelo, pedregulhos ou areia, o que causa abrasão.
- Zona submersa;
- Zona no fundo do mar.

A zona exposta à atmosfera é geralmente caracterizada por fissuras do concreto, devido à corrosão da armadura.

As zonas de respingo e maré são normalmente as mais vulneráveis e caracterizadas por fissuras e lascamento do concreto devido à molhagem e secagem, corrosão do aço, decomposição química dos produtos de hidratação do cimento e efeitos dinâmicos da ação das ondas.

A parte que está constantemente submersa, está basicamente vulnerável a perda da resistência do concreto devido a reação química entre a água do mar e os produtos de hidratação do cimento. A corrosão das barras da armadura é raramente um problema nesta zona.

Existem ainda outros fatores que contribuem para a deterioração das estruturas marítimas, como erros de construção, erros de projeto, deslocamentos diferenciais, variações térmicas, entre outras. A própria operação diária também pode causar danos às estruturas. Navios com propulsores laterais constituem-se num sério problema para estruturas que não foram projetadas para suportar os esforços gerados por estes propulsores.

Devido a fatores como os citados acima, durante a vida útil de uma estrutura marítima, há a necessidade, muitas vezes, de se executarem reparos em alguns componentes da mesma. Este item apresenta algumas técnicas que podem ser empregadas para recuperação de estruturas marítimas, com ênfase nas instalações portuárias. Na maioria dos casos, há a necessidade do emprego de várias técnicas conjuntamente, para que o serviço de reparo ou reabilitação torne-se eficiente.

### **2.3.1. Reparo/Reabilitação de Plataformas de Cais**

Uma inspeção detalhada, seguida de uma avaliação técnica, fornecerá os dados da capacidade de carga da estrutura da plataforma, ou seja, se a estrutura ainda é capaz de suportar os equipamentos de carga e descarga, as forças de ancoragem, atracação e armazenagem de carga. Com base nestes dados deverá ser tomada a decisão de reparar, reforçar ou inutilizar a plataforma.

Na grande maioria, as obras passíveis de restauração são construídas em concreto armado. A restauração ou reabilitação do concreto pode ser executada por um dos seguintes

métodos, conforme Tsinker (1995): remendo (“patching”), concreto projetado (“shotcreting”) ou reforço:

- **Remendo:**

Consiste em substituir o concreto perdido, lascado ou esmagado por um novo material. Um bom remendo deve restaurar a integridade estrutural, ser compatível com o concreto ao redor e durar tanto quanto a estrutura. Os materiais convenientes para remendar estruturas de concreto tipicamente incluem concreto/argamassa de cimento Portland modificado com epóxi para reparo em condições secas e argamassa epóxi para reparo submerso. Algumas vezes concreto/argamassa de cimento Portland ou cimentos especiais são utilizados. A escolha do material depende de fatores como espessura do remendo, condições de emprego (seco, úmido, submerso), retração e custo. Tsinker (1995) apresenta algumas recomendações que devem ser seguidas no caso do reparo por remendo do concreto.



Figura 2.14 – Recuperação do cais da empresa Leal Santos Pescados S/A – Nunes (1988).

Quando a área a ser remendada for uma fissura ou rachadura, o grauteamento é indicado. Grauteamento é o processo de lançamento de materiais em uma fissura na superfície e/ou numa rachadura no interior da estrutura. Grautes são líquidos que solidificam após sua aplicação. Eles são bombeados normalmente sob considerável pressão, para garantir que os

vazios sejam completamente preenchidos. Alguns tipos de grautes mais comuns são: químicos, epóxi, com base de cimento Portland e de polímeros.

- **Concreto Projetado:**

É o processo de aplicação de argamassa de areia e cimento a alta velocidade de fluxo, na superfície do concreto. É tipicamente utilizado para reparos em grandes áreas de concreto deteriorado. É um concreto de agregado fino com vários fatores de água/cimento, dependendo da aplicação. O concreto projetado é um material resistente e durável, e é capaz de uma união muito boa com o concreto e outros materiais de construção.

- **Reforço:**

O reforço será necessário quando as cargas na estrutura da plataforma tornam-se muito elevadas para serem suportadas, e que poderiam causar rachaduras ou até mesmo o rompimento da estrutura. Para os problemas de ruptura, Tsinker (1995) apresenta as seguintes soluções: pós-tensionamento, que é essencialmente o fortalecimento da estrutura com barras pré-tensionadas ou cabos, para os quais a tensão é aplicada de modo que o aço existente não rompa sob as condições de tensões de serviço; “*strapping*”, que é o reforço do local da estrutura com uma costura externa com aço; e instalação de armadura convencional adicional.

### **2.3.2. Reparo/Reabilitação de Estacas**

No que se refere a estacas, três casos podem acontecer isoladamente ou em conjunto: a estaca estar rompida, a estaca estar deteriorada e haver um rebaixamento do material da fundação na frente das estacas por erosão ou por necessidade do aumento da profundidade da água.

No caso das estacas estarem rompidas, a solução normalmente empregada é a remoção das mesmas e sua substituição por estacas novas.

Quando as estacas apresentarem deterioração do seu material constituinte, é possível a sua restauração. Uma técnica usual chamada de encamisamento (“*jacketing*”), é indicada principalmente quando toda a seção afetada ou parte dela encontra-se submersa.

Simplificadamente, encamisamento é um método de restauração ou aumento da resistência de uma estaca existente pelo envolvimento da mesma por um concreto novo. A estaca a ser restaurada pode ser de concreto, aço ou madeira.

A remoção do dano existente ou outro material como algas, sujeira, etc, é geralmente necessário para garantir que o material do reparo tenha boa aderência com o material original que permaneceu no local. Produtos da corrosão no aço devem ser igualmente removidos do metal exposto. Se for necessária a remoção de uma porção significativa da estaca, pode ser indispensável o emprego de suporte temporário para a estrutura durante o processo de encamisamento.

Este tipo de restauração emprega fôrmas de vários tipos, tais como tecido, aço ou fibra de vidro. Uma vez estando no lugar, a fôrma pode ser preenchida com um material conveniente, ou seja, levando em consideração o ambiente no qual atuará, a causa da deterioração, etc. As Figuras 2.15 e 2.16 mostram estacas da Tergraasa danificadas e as Figuras 2.17 e 2.18 mostram as estacas recuperadas pelo processo de encamisamento (fotos cedidas por Osmar Signorini – fotos, e Julio Damiani – projeto e execução).



Figura 2.15 – Estaca danificada 1 (foto cedida por Osmar Signorini – foto, e Julio Damiani – projeto e execução).



Figura 2.16 – Estaca danificada 2 (foto cedida por Osmar Signorini – foto, e Julio Damiani – projeto e execução).



Figura 2.17 – Estaca recuperada 1 (foto cedida por Osmar Signorini – foto, e Julio Damiani – projeto e execução).



Figura 2.18 – Estaca recuperada 2 (foto cedida por Osmar Signorini – foto, e Julio Damiani – projeto e execução).

O novo concreto precisa aderir bem à superfície previamente limpa da estaca existente e deve atingir o nível necessário de resistência e durabilidade. Isto pode ser conseguido pela inclusão na mistura do concreto de quantidades moderadas de cinzas e aditivos anti-carreamento; a cinza aumenta a resistência, aderência e a durabilidade do concreto, enquanto que os aditivos, que são polímeros solúveis em água, são capazes de absorver alguma quantidade da água da mistura no concreto, assim reduzindo sua migração a partir da pasta de cimento, juntamente com algum cimento suspenso e finos. Pode também ser utilizado concreto armado com fibra de aço (SFRC).

### 2.3.3. Reparo/Reabilitação de Cortinas de Estacas-Prancha

O reparo ou reabilitação de cortinas de estacas-prancha normalmente se apresenta como uma tarefa complicada. Isto é causado por condições de tensão e/ou deflexão provenientes de sobrecargas, deterioração do material, erosão ou dragagens.

As estacas de concreto armado são deterioradas devido à corrosão do aço da armadura e deterioração do concreto. Isto ocorre porque a deterioração da estaca, que geralmente se origina na zona de respingo/maré, fornece acesso para a água penetrar no interior da mesma.

Se a deterioração do material não causou significativa sobrecarga nos componentes da cortina, então na maioria dos casos pode ser suficiente apenas um reparo. No caso da

deterioração ser de tal intensidade que forme fendas pelas quais o material do aterro atrás da cortina possa fluir, estas devem ser recobertas. Isto é usualmente feito com a utilização de graute nos vazios atrás da cortina, ou pela construção de uma nova face na frente das estacas deterioradas. A última técnica de reparo não apenas remendaria os furos existentes, mas também forneceria resistência adicional para a porção deteriorada da cortina e aumentaria a vida útil da estrutura.

A erosão e/ou a dragagem reduzem o valor da resistência por empuxo passivo na frente das estacas ancoradas, aumentam o trecho sob empuxo ativo na estaca e produzem deslocamentos adicionais, além de aumentarem os valores das tensões nas estacas e nos tirantes. A simples recomposição do nível do solo da fundação até o seu nível original produz significativo empuxo ativo em adição ao empuxo passivo remanescente e, portanto, nem sempre ajuda a restaurar o valor original do empuxo passivo na cortina. Também não é possível recompor a tensão nas estacas e a força de ancoragem para seu nível original, porque é praticamente impossível mudar o deslocamento da estaca, isto é, trazê-la para a sua posição inicial.

A situação descrita acima poderia ser melhorada com a instalação de um sistema de ancoragem adicional localizado abaixo do existente. A nova ancoragem precisa ser tracionada de modo a prevenir ou limitar o deslocamento da estaca sob a carga útil de projeto. Isto minimizaria tensões adicionais na estrutura.

O problema com este tipo de reabilitação é que, na maioria dos casos, esta ancoragem adicional precisa ser colocada embaixo da água porque as barras de ancoragem originais são usualmente colocadas tão próximas quanto possível do nível médio inferior da água. Conseqüentemente, este tipo de construção pode envolver o uso de uma técnica submarina ou a construção de ensecadeiras ao redor da área de trabalho. Contenções deste tipo são utilizadas para isolar certas áreas de trabalho de reparo, reabilitação ou outro trabalho específico em ambiente seco sem a construção de contenções convencionais.

Deve ser notado que na maioria dos casos, o bloco de ancoragem existente ou sistema de ancoragem podem não suportar de maneira segura a carga combinada da nova barra de ancoragem e da anterior, e assim deve ser reforçado. Isto pode ser feito de várias maneiras como, por exemplo, com a colocação de estacas na frente dos blocos de ancoragem existentes, substituição do solo regular à frente da ancoragem por um enrocamento bem compactado, etc (Tsinker, 1995).

A ruptura por flexão é um evento raro de ocorrer nas estacas-prancha. Experiências indicam que a maioria das rupturas das cortinas de estacas-prancha é atribuída a danos no

sistema de ancoragem. Isto pode ser devido à corrosão dos componentes estruturais de ancoragem ou a uma grande sobrecarga local. Esta última pode ser causada por uma intensa carga pontual na vizinhança da parede de estacas-prancha como, por exemplo, uma carga não especificada de um guindaste móvel, ou por substancial recalque do material do aterro que rodeia a barra de ancoragem. Em adição, uma solicitação excessiva das estacas e do sistema de ancoragem pode ser atribuída à erosão do fundo do mar. Assim, para prevenir futuras sobrecargas nas barras imediatamente adjacentes à barra rompida, novas barras de ancoragem devem ser instaladas tão próximas quanto necessário das barras existentes.

#### **2.3.4. Reabilitação de outras Estruturas de Contenção de Solo**

Em estruturas de contenção de solo, por exemplo, em cais de gravidade, a componente horizontal da pressão do solo é a força principal que tende a desestabilizar o muro. A pressão do solo e as componentes laterais da carga útil transmitidas para a parede através do aterro dependem das propriedades do solo, como a densidade, a coesão e o ângulo de atrito interno. Assim, se o desempenho do muro, em termos de deslizamento e/ou estabilidade contra o tombamento ou pressão de suporte necessita ser melhorado, isto pode ser obtido pelo melhoramento do solo. Isto poderia ser alcançado pela substituição do solo pobre atrás da parede por um bom material granular e/ou reforçando o aterro.

Os outros métodos indicados para melhorar a estabilidade do muro são: instalação de ancoragens verticais, horizontais ou inclinadas pós-tracionadas no terreno, ou o uso de diferentes tipos de sistemas de alívio de pressão, conforme podem ser vistos na Figura 2.19.

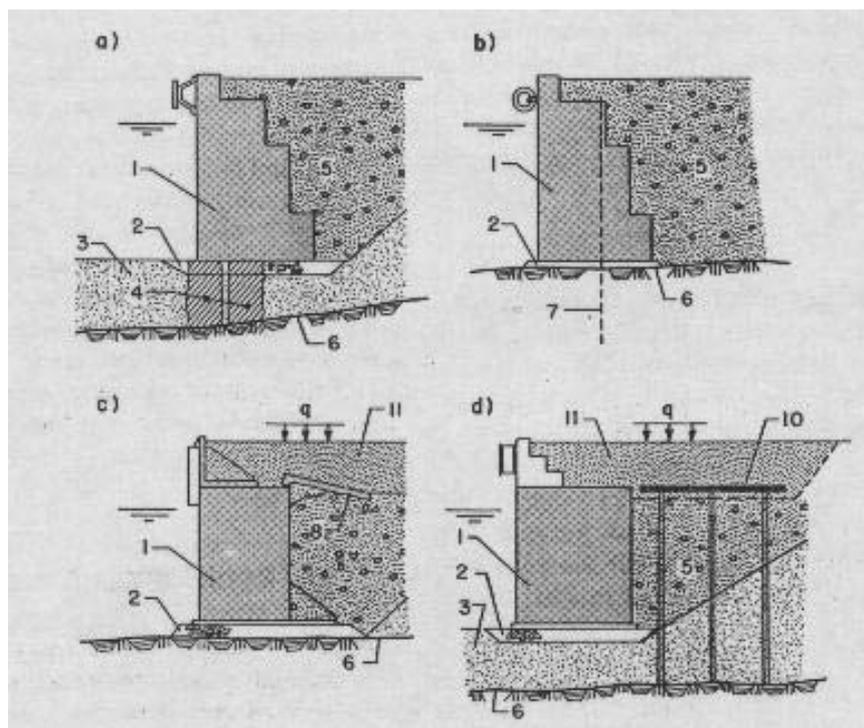


Figura 2.19 – Melhoramento do desempenho de um cais de gravidade. a – reforço da fundação com estacas injetadas, b – utilização de tirantes ancorados no terreno, c e d - lajes para alívio de pressão. 1-cais, 2-colchão de pedras, 3- material da fundação rompido, 4- estaca injetada, 5- reaterro, 6- limite do leito, 7- ancoragem no terreno, 8- laje de alívio de pressão do solo, 9- limite da escavação, 10- plataforma de estacas para alívio de pressão, 11- novo aterro – Tsinker (1995).

#### • Substituição do solo:

A substituição do solo pobre por um material granular como enrocamento, cascalho, ou areia grossa é o método de redução da pressão horizontal do solo mais fácil e o mais popular (contudo, não o mais eficiente).

O ângulo de atrito interno de um material granular de boa qualidade é geralmente tido entre  $40^\circ$  e  $45^\circ$ . Assim, a substituição de uma areia dita siltosa por um bom enrocamento pode reduzir a pressão lateral do solo em cerca de 2 vezes.

Para ser efetivo, o novo aterro precisa estender-se por uma distância suficiente além da linha de deslizamento, pois caso contrário, pode promover até mesmo elevação do empuxo posterior do solo contra a parede.

• **Uso de lajes e plataformas sobre estacas para redução da pressão do solo:**

Lajes para alívio de pressão, localizadas atrás de estruturas de contenção do solo, são utilizadas para reduzir tensões de suporte e aumentar a estabilidade do muro contra o deslizamento e o tombamento.

Para um melhor desempenho, as lajes devem ser localizadas na profundidade de cerca de  $\frac{1}{4}$  da altura da parede. O comprimento mínimo para uma laje é de, normalmente,  $0,6H$  para emprego em muros de gravidade e  $0,7H$  para cortinas de estacas-prancha, sendo  $H$  a altura da parede desde o nível de escavação junto a parede até o topo. No caso de muro de gravidade, a laje pode ser suportada por uma ponta na parede enquanto o outro lado é suportado pelo reaterro ou estacas. Se esta laje estender-se além do plano de deslizamento ela também agirá como uma ancoragem da parede. Neste caso, para reduzir o valor do momento fletor na laje devido ao aumento do vão, ela pode ser partida em 2 partes unidas através de articulações, conforme a Figura 2.20.

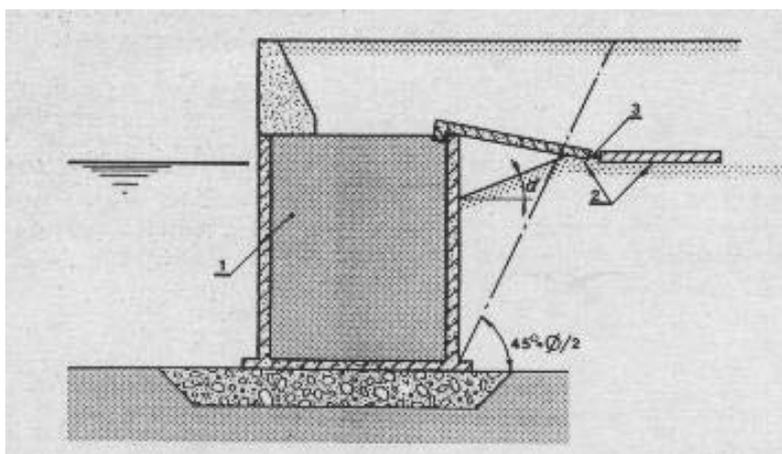


Figura 2.20 – Laje de alívio de pressão. 1 – parede de gravidade, 2- laje, 3- articulação – Tsinker (1995).

No caso de uma cortina de estacas-prancha, a laje de alívio de pressão também pode ser suportada totalmente por estacas ou parcialmente em estacas de fundação e parcialmente em estacas-prancha.

A Figura 2.21 demonstra um exemplo da utilização de laje de concreto para aliviar a pressão, a qual situa-se sobre a parede do cais e uma linha de estacas. Esta solução foi

utilizada em Veneza, na Itália, para prevenir o rompimento do solo da fundação, o qual não fornecia sustentação para a estrutura.

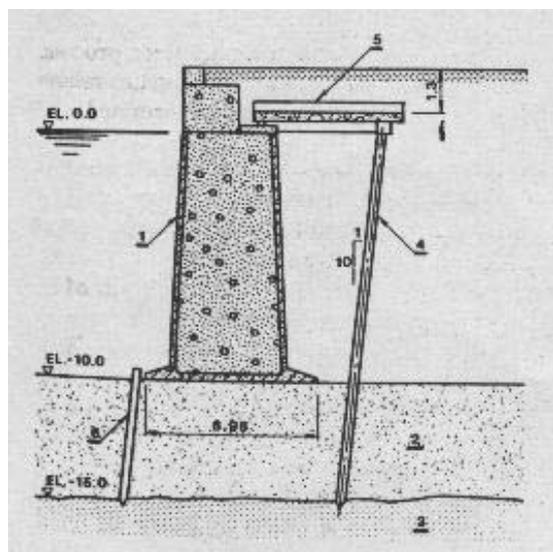


Figura 2.21 – Reabilitação de um cais de gravidade em Veneza, Itália. 1- parede de gravidade, 2 – solo fraco, 3- solo firme, 4- estacas de concreto de 400 x 400 mm, L = 15m, 5-laje de concreto em forma de “T”, 6- estacas-prancha de concreto, L = 5,3m – Tsinker (1995).

O projeto de reabilitação de muro de cais implementado no Porto de Hamburg é mostrado na Figura 2.22. Neste caso, a laje de alívio de pressão foi incorporada dentro da estrutura do muro do cais. A laje também foi suportada por estacas e unida a superestrutura do muro do cais por meio de ancoragens de aço.

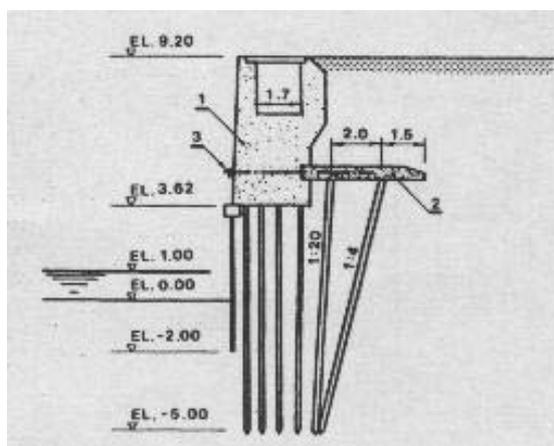


Figura 2.22 – Reabilitação de um cais de gravidade em Hamburg, Alemanha. 1- cais existente, 2- laje de alívio de pressão, 3- ancoragem – Tsinker (1995).

A Figura 2.23 demonstra um exemplo de uso de uma plataforma de alívio de pressão independente. A plataforma foi construída a partir de elementos de madeira porque este material era barato e localmente disponível.

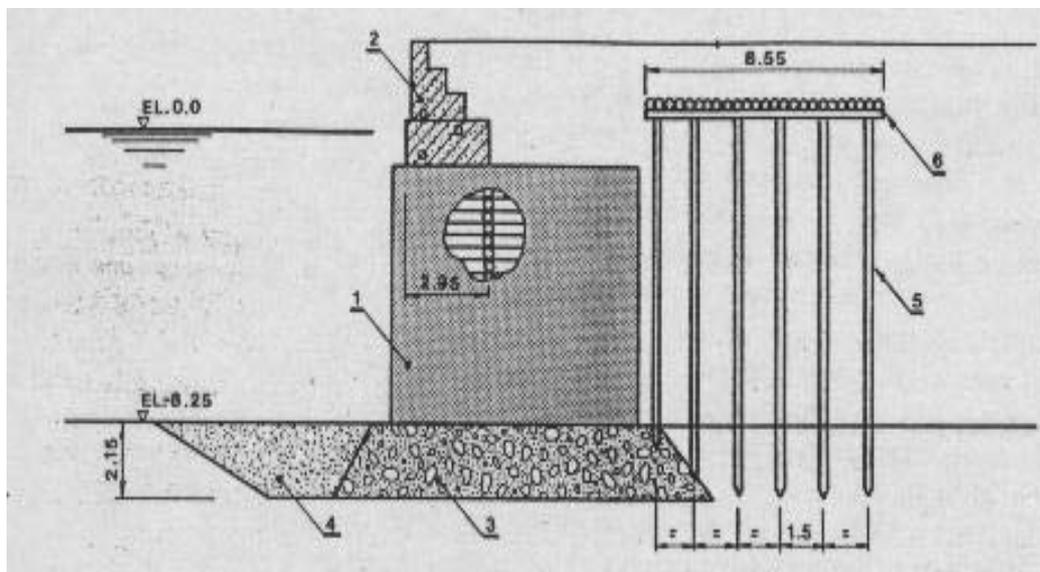


Figura 2.23 – Reabilitação de um cais de madeira na Rússia. 1- parede de madeira preenchida com pedras, 2- superestrutura de concreto, 3- colchão de pedras, 4- pedregulho, 5- novas estacas de madeira, 6- nova plataforma para alívio de pressões em madeira – Tsinker (1995).

### 2.3.5. Proteção contra Erosão

Para qualquer situação importante onde exista uma possibilidade de erosão do fundo, resultando em solapamento de uma estrutura portuária nova ou existente, um ensaio de modelo físico deve ser conduzido para auxiliar e confirmar o projeto de proteção do fundo. As estruturas de proteção são: “rip-rap”, gabiões (alternativamente concreto dentro de sacos), lajes de concreto pré-fabricadas, diferentes tipos de estruturas flexíveis (como por exemplo, blocos de concreto pré-fabricados, tecidos ou colchões betuminosos) e desviadores de fluxo, conforme observa-se na Figura 2.24.

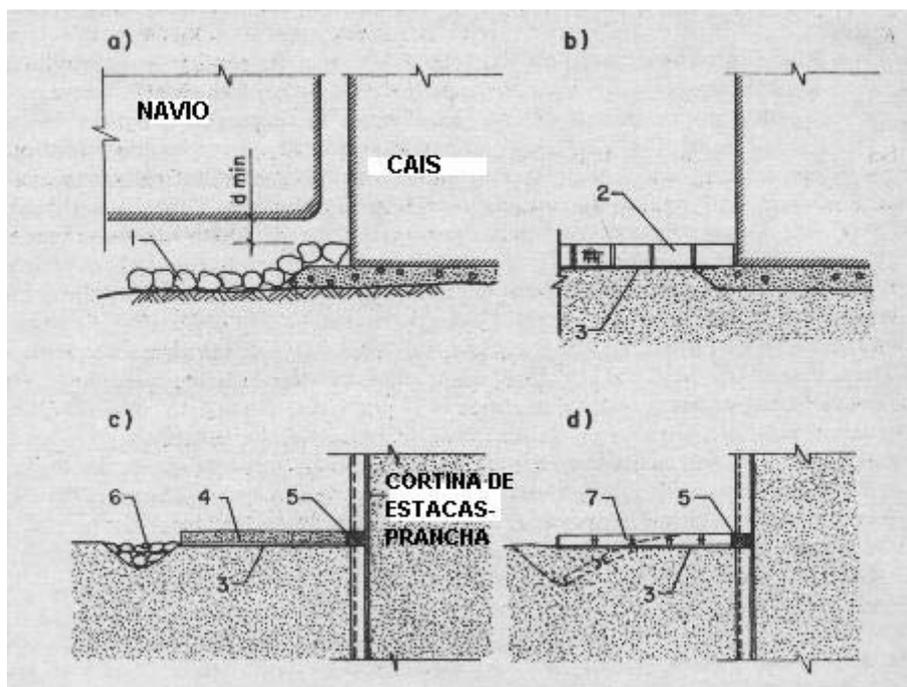


Figura 2.24 – Sistemas típicos de proteção anti-erosão. a - pedras ou “rip-rap”, b – gabiões, c – laje pré-moldada e d – blocos de concreto ligados por cabos. 1- pedras, 2 – gabiões (alternativamente, blocos de concreto, concreto em sacos, etc), 3 – filtro geotêxtil, 4 – laje de concreto pré-fabricada, 5 – concreto “tremie”, 6 – “rip-rap”, 7 – blocos de concreto ligados por cabos – Tsinker (1995).

#### • Geotêxteis:

Basicamente geotêxteis são uma família de materiais sintéticos como nylon, poliéster, polipropileno ou substâncias similares empregados em Engenharia Geotécnica. Em suas formas comuns, geotêxteis são flexíveis, permeáveis, duráveis, resistentes a tensões e rasgos e capazes de reter o solo. São usados para fornecer funções de reforço, filtragem e contenção.

A função primária de um geotêxtil como sistema de proteção do fundo é prevenir a migração das partículas do solo subjacente para fora deste. Para evitar a erosão do solo devido ao transporte de partículas de solo através do geotêxtil, e/ou entupimento do mesmo pelas partículas de solo, assim reduzindo o fluxo livre da água através do geotêxtil, este precisa ser projetado para satisfazer 2 critérios importantes: retenção do solo e permeabilidade do tecido. Ou seja, ele precisa ter aberturas pequenas o suficiente para impedir a passagem do solo, e precisa ser permeável o suficiente para permitir o fluxo livre da água sem induzir elevação da carga sobre a estrutura de proteção do fundo.

- **“Rip-rap”:**

“Rip-rap” é uma proteção de fundo flexível e é, provavelmente, a mais simples. Pode ser construída geralmente de materiais localmente disponíveis, sendo normalmente feito de pedras de tamanhos entre 100 e 500 mm. Dependendo das condições hidráulicas pedras maiores podem ser necessárias. As pedras utilizadas no “rip-rap” são especificadas por peso e tipicamente variam entre 10 a 500 kg. Elas são normalmente colocadas em uma ou duas camadas e uma subcamada é freqüentemente incorporada.

A estabilidade do “rip-rap” depende da forma, tamanho e peso das pedras, tanto quanto da sua granulometria. Para melhor estabilidade, as pedras utilizadas no “rip-rap” devem ter a forma de bloco e tamanho uniforme. Uma pedra com tamanho maior do que o especificado, saliente da camada pode causar uma fraqueza que pode levar a uma ruptura progressiva.

Em locais onde as pedras não são disponíveis, blocos de concreto pré-moldados podem ser empregados. Esses blocos devem ser projetados para uma resistência mínima específica ao esmagamento com um mínimo teor de cimento e com agregados resistentes.

A Figura 2.25 apresenta uma típica proteção com “rip-rap”. Tsinker (1995) apresenta as equações para dimensionamento das pedras, assim como uma tabela com o tamanho e peso das pedras em função das velocidades no fundo.

Uma proposta deste tipo foi utilizada no Porto Novo do Rio Grande. Sua descrição encontra-se no Capítulo 5.

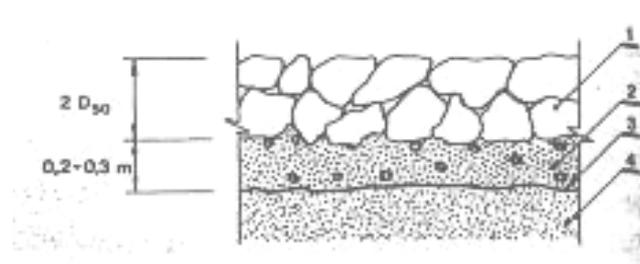


Figura 2.25 – Típica proteção com “rip-rap”. 1- “rip-rap”, 2- pedras pequenas, 3- camada de filtro sintético, 4- solo natural – Tsinker (1995).

- **Blocos de concreto:**

Existem muitos projetos diferentes que utilizam blocos de concreto pré-fabricados para proteger o fundo do mar em frente a um cais de muro de gravidade da erosão causada pelos jatos das hélices de navios. Os blocos podem ser empregados de maneira solta e não imbricados, de maneira solta e imbricados ou conectados através de cabos.

Os blocos soltos e não imbricados são semelhantes ao “rip-rap”, pois a estabilidade das camadas formadas por estes blocos é dependente da estabilidade dos blocos individuais. Se uma força não esperada causar o deslocamento de um bloco, isto pode se tornar o começo de uma grande ruptura. Este tipo de sistema requer uma inspeção regular e um programa de manutenção.

Os blocos imbricados são utilizados principalmente para proteção de taludes. Os sistemas de blocos imbricados são normalmente muito sensíveis a recalques, durante o qual os blocos podem ser separados. Um problema deste tipo de sistema é que a substituição de blocos individuais pode ser difícil, e em muitos casos até impossível.

Já os blocos conectados por cabos são muito mais estáveis do que os apenas imbricados. Nestes sistemas os blocos são conectados por cabos que os unem em uma ou mais direções, o que fornece maior estabilidade contra deslocamentos por forças não esperadas ou recalque do solo.

- **Gabiões:**

Gabiões utilizados para proteção do fundo são gaiolas preenchidas com pedras, feitas com qualquer malha polímera ou galvanizada e/ou cloreto polivinílico coberto com malha de arame de aço.

A combinação das seguintes características dá às estruturas de gabiões algumas vantagens técnicas sobre estruturas rígidas convencionais, particularmente em lugares onde o recalque ou solapamento é antecipado. Gabiões são relativamente flexíveis na presença de piso instável e/ou movimento da água. Isto permite que uma estrutura de gabiões adense e deforme sem ruptura ou perda de eficiência. Também são fortes o suficiente para suportar substancial velocidade do fluxo. Eles também são permeáveis e assim, geralmente, não requerem nenhum sistema de drenagem da subcamada.

Como desvantagens tem-se o alto custo e a desconfiança sobre sua durabilidade, principalmente em relação ao arame em ambiente marinho severo.

Esta solução foi utilizada no Porto Velho do Rio Grande, como uma estratégia emergencial.

- **Lajes de concreto pré-fabricadas:**

Este tipo de proteção de fundo é muito segura embora não seja a solução mais econômica. O tamanho das lajes basicamente depende do equipamento de suspensão disponível. A armadura da laje é geralmente projetada para suportar tensões associadas ao levantamento, transporte e instalação. A borda externa da laje é tipicamente protegida contra solapamento por “rip-rap”, ou por diferentes tipos de coberturas flexíveis presas à borda. O espaço entre a laje e a estrutura do cais é usualmente selada com concreto “tremie”. No Capítulo 4 apresenta-se o método “tremie” com mais detalhes.

- **Recipientes de tecido preenchidos com concreto:**

Com alta resistência, tecidos permeáveis à água, feitos de fibras sintéticas, são utilizados como material para confecção de fôrmas para concreto em uma larga variedade de aplicações, particularmente em aplicações submersas. Na prática contemporânea da engenharia marítima e costeira, esta técnica é empregada para proteção do fundo e reparos submersos em diferentes tipos de estruturas. Na proteção de fundo eles são colocados em camadas simples ou duplas sobre material filtrante.

Quando o concreto é injetado em fôrmas de tecidos submersas, a pressão dentro da mangueira de injeção do concreto precisa ser suficiente para expulsar a água através do tecido e substituí-la pelo concreto, ao mesmo tempo em que a água externa não pode penetrar no sistema para contaminar o concreto fresco.

- **Desviadores:**

Um desviador no pé de um muro de gravidade pode atenuar o efeito do jato perpendicular contra a parede gerado pela hélice ou empuxo lateral. A Figura 2.26 mostra exemplos de desviadores que oferecem boa proteção contra erosão causada por propulsores laterais (“bow thrusters”).

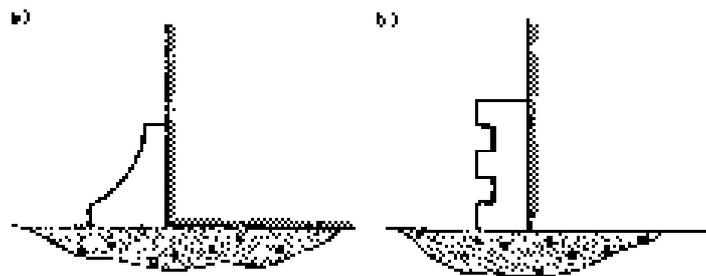


Figura 2.26 – Desviadores de jatos no pé do cais – Tsinker (1995).

### **3. REVISÃO SOBRE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS**

Devido à modernização dos processos executivos, com a adoção de estacas de grande comprimento, metálicas ou pré-moldadas, bem como o avanço nas técnicas de fabricação de estruturas pré-moldadas, grande parte das obras de reabilitação ou remodelação tem utilizado estes métodos mais modernos. Por isso é importante que se faça uma revisão sobre previsão de capacidade de carga, como foi feito para a obra de Remodelação do Porto Novo do Rio Grande.

Segundo a NBR 6122/1996, a carga admissível sobre uma estaca ou tubulão isolado é a força que aplicada à fundação provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferece, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento de fundação. Sendo assim, é de suma importância que se faça a previsão da capacidade de carga máxima que uma estaca pode suportar. Esta previsão pode ser feita através de Métodos Dinâmicos ou através de Métodos Estáticos.

Nos Métodos Estáticos a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, resistência esta obtida em ensaios de laboratório ou “in situ”. Os Métodos Estáticos se separam em Métodos Racionais ou Teóricos (utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo) e Métodos Semi-empíricos (se baseiam em ensaios “in situ” de penetração – CPT e SPT).

Os Métodos Dinâmicos são aqueles em que uma previsão da capacidade de carga de uma estaca é feita com base na observação da sua resposta à cravação.

#### **3.1. MÉTODOS ESTÁTICOS – MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS QUE UTILIZAM O SPT**

No Brasil, a sondagem a percussão com determinação da resistência a penetração do amostrador padrão é a investigação geotécnica mais difundida e realizada. Por isso, desde há muito tempo, os profissionais de fundações têm tido a preocupação de estabelecer métodos de

cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens a percussão. Neste trabalho, será apresentado apenas o Método de Aoki e Velloso (Aoki e Velloso, 1975), por ser um método bastante conhecido e utilizado.

O Método de Aoki e Velloso foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e CPT. Neste método podem ser utilizados tanto os dados do CPT como os do ensaio SPT, considerando as correlações entre resistência de ponta do CPT com o N do SPT ( $k$ ), bem como a relação entre resistência lateral e de fuste ( $\alpha$ ). A seguir serão apresentadas apenas as correlações utilizando os dados do ensaio de SPT.

A expressão da capacidade de carga para uso com resultados do SPT é a seguinte:

$$Q = A \frac{kN_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha k N_{SPT}}{F2} \Delta l \quad (3.1)$$

Na expressão (3.1),  $A$  é a área da seção transversal da estaca,  $N_{SPT}$  é o número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais do amostrador padrão, o  $U$  é o perímetro da estaca,  $\Delta l$  o segmento da estaca que está sendo calculado,  $k$  e  $\alpha$  são os valores tabelados em função do tipo de solo e  $F1$  e  $F2$  os fatores tabelados em função do tipo de estaca

Os valores de  $k$  e  $\alpha$  foram adaptados por Laprovitera (1988), com base nos valores modificados por Danziger (1982), com o objetivo de obtê-los de maneira mais aproximada para os diferentes tipos de solos. A Tabela 3.1 apresenta os valores sugeridos por Laprovitera (1988).

Tabela 3.1 – Valores de  $k$  e  $\alpha$  segundo Laprovitera.

<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>k (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	6,0	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia silto-argilosa	5,3	2,4
Areia argilo-siltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3,0
Silte arenoso	4,8	3,0
Silte areno-argiloso	3,8	3,0
Silte	4,8	3,0
Silte argilo-arenoso	3,8	3,0
Silte argiloso	3,0	3,4
Argila arenosa	4,8	4,0
Argila areno-siltosa	3,0	4,5
Argila silto-arenosa	3,0	5,0
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6,0

Fonte: Velloso e Lopes (2002).

No que diz respeito aos valores de  $F_1$  e  $F_2$ , Laprovitera (1988) e Benegas (1993) sugeriram novos valores, diferentes daqueles indicados por Aoki e Velloso, de forma a se obter uma melhor previsão. Na Tabela 3.2 estão os valores de  $F_1$  e  $F_2$  obtidos por Laprovitera (1988) e Benegas (1993). Estes autores sugeriram ainda, para o cálculo da resistência de ponta, tomar a média dos  $N_{SPT}$  em uma faixa de 1,0 vez o diâmetro da ponta da estaca para baixo e 1,0 vez o diâmetro da ponta para cima.

Tabela 3.2 – Valores de  $F_1$  e  $F_2$  indicados por Laprovitera (1988) e Benegas (1993).

<b>TIPO DE ESTACA</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Velloso e Lopes (2002).

## 3.2. MÉTODOS DINÂMICOS

Os Métodos Dinâmicos dividem-se em 2 grupos: no primeiro estão as chamadas “Fórmulas Dinâmicas” e no segundo as soluções da “Equação da Onda”.

As fórmulas dinâmicas utilizam leis da Física que governam o comportamento de corpos que se chocam (leis de choque de Newton). Já as soluções da Equação da Onda estudam a estaca como uma barra ao longo da qual se propaga uma onda de tensão (ou força) gerada pelo golpe, onda esta, sujeita à atenuação por ação do solo que envolve a estaca.

### 3.2.1. Fórmulas Dinâmicas

A monitoração durante a cravação tem sido, desde o século passado, ferramenta importante e usualmente empregada no controle e aferição de fundações em estacas cravadas. A tradicional medida da penetração permanente sob um golpe do martelo, a “nega”, que tem como principal finalidade o controle da homogeneidade de um estaqueamento, costuma ser também empregada, através de alguma “fórmula dinâmica”, para previsão da capacidade de carga estática da estaca.

Todas as fórmulas de controle pela nega foram estabelecidas, comparando-se a energia disponível no topo da estaca com aquela gasta para promover a ruptura do solo, em decorrência de sua cravação, somada às perdas, por impacto e por atrito, necessárias para vencer a inércia da estaca imersa na massa de solo (Alonso, 1991).

$$w.h = R.s + \textit{perdas} \quad (3.2)$$

Na expressão (3.2),  $w$  representa o peso do martelo,  $h$  a altura de queda,  $R$  a resistência à cravação e  $s$  a penetração ou nega.

As principais perdas de energia são por atrito do martelo nas guias, atrito dos cabos nas roldanas, repique (levantamento após o choque) do martelo, deformação elástica do cepo, do coxim e da estaca, e ainda por deformação elástica do solo.

Apesar de sofrerem algumas críticas, as fórmulas de negas têm uma aplicação no controle da uniformidade do estaqueamento quando se procura manter, durante a cravação,

negas aproximadamente iguais para as estacas com carga e comprimento iguais. Entre as várias fórmulas de nega, serão apresentadas apenas as três utilizadas neste trabalho.

a) Fórmula de Brix:

$$R = \frac{w^2 \cdot P \cdot h}{s(w + P)^2} \quad (3.3)$$

Na expressão (3.3), R é o valor da resistência à cravação, w o peso do martelo, h a altura de queda, s a nega e P é o peso da estaca.

O fator de correção recomendado para a Fórmula de Brix é 5.

b) Fórmula dos Holandeses

$$R = \frac{w^2 \cdot h}{s(w + P)} \quad (3.4)$$

Para a Fórmula dos Holandeses recomenda-se um fator de correção igual a 10 para martelos de queda livre e 6 para martelos a vapor.

c) Fórmula dos Dinamarqueses:

$$R = \frac{\eta \cdot w \cdot h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot w \cdot h \cdot L}{AE}}} \quad (3.5)$$

Na expressão (3.5), R representa a resistência à cravação, w o peso do martelo, h a altura de queda, s a penetração ou nega, L o comprimento da estaca, A a área da seção transversal da estaca, E o módulo de elasticidade do material da estaca e  $\eta$  a eficiência do martelo de cravação. Recomenda-se  $\eta = 0,7$  para martelos de queda livre e  $\eta = 0,9$  para martelos a diesel.

Na Fórmula dos Dinamarqueses deve-se utilizar um fator de correção igual a 2. Esta fórmula apresenta boa concordância com a análise da Equação da Onda, segundo Danziger e

Ferreira (2000), na cravação de estacas metálicas. Por esta razão, optou-se por incluí-la para a análise da capacidade de carga das estacas do Porto Novo do Rio Grande.

### 3.2.2. Equação da Onda

A aplicação da equação da onda na análise da cravação de estacas constitui-se em grande avanço qualitativo em relação ao uso de fórmulas dinâmicas. Isto porque, fisicamente, a cravação de uma estaca está muito mais relacionada ao fenômeno de transmissão de ondas de tensão através da estaca do que ao impacto puro e simples entre dois corpos.

A análise da cravação como um fenômeno de propagação de ondas de tensão em barras apresenta as seguintes vantagens:

- permite distinguir as componentes estática e dinâmica da resistência oferecida pelo solo;
- permite examinar os efeitos do martelo e dos acessórios de cravação;
- permite prever a distribuição das tensões na estaca, tanto de compressão como de tração.

Além de servir como um método de previsão da cravação, serve como método de análise de dados de cravação. A aplicação da Equação da Onda na análise dos resultados de monitoração da cravação de estacas será vista posteriormente, quando serão apresentados os métodos CASE e CAPWAP.

#### a) Fundamentos teóricos:

Quando uma estaca é cravada, a parte superior da mesma é comprimida e as partículas do seu material são aceleradas. A onda de compressão se propaga com uma velocidade  $c$ , dada pela expressão:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.6)$$

Na expressão (3.6),  $E$  é o módulo de elasticidade e  $\rho$  é relação entre o peso específico e a aceleração da gravidade, ( $\rho = \gamma/g$ ), ambos do material da estaca.

Considerando uma determinada seção da estaca, em um intervalo de tempo  $\Delta t$ , a onda atravessa um segmento  $\Delta x$  da estaca, intervalo no qual a partícula situada na frente da onda, que tinha uma velocidade  $v = 0$  (no instante  $t = t_1$ ) terá sido acelerada até a velocidade  $v$ , deslocando-se  $\Delta u$  da sua posição inicial. Aplicando-se o equilíbrio de forças atuantes nesta seção da estaca e ainda considerando-se as leis básicas de Newton e de Hooke, é possível se chegar a Equação da Onda.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad (3.7)$$

A solução desta equação é dada por:

$$U(x,t) = f(x - c.t) + g(x + c.t) \quad (3.8)$$

Esta solução representa duas ondas de deslocamento propagando-se em sentidos opostos, ao longo do eixo da estaca com velocidade  $c$ . A partir de (3.8), obtém-se também as funções força ( $F$ ) e velocidade ( $v$ ) da partícula, as quais mantêm uma relação de proporcionalidade, através de uma constante denominada impedância ( $Z$ ). A impedância depende exclusivamente de parâmetros do material da estaca, sendo dada pela expressão:

$$Z = \frac{EA}{c} = A\sqrt{E\rho} \quad (3.9)$$

$A$ , na expressão (3.9) é a área da seção no ponto da medição.

Quando uma estaca é instrumentada, os equipamentos medem os valores totais de força ou de velocidade. As ondas ascendentes (originadas da reflexão) é que conduzem informações dos efeitos externos e internos (atrito lateral, danos, variação das camadas, etc) que provocam justamente estas reflexões. Desta forma, novos arranjos entre as expressões matemáticas permitem identificar isoladamente as amplitudes das ondas descendentes ( $W_d$ ) e ascendentes ( $W_u$ ), através das equações a seguir:

$$W_d = \frac{F + Zv}{2} \quad (3.10)$$

$$W_u = \frac{F - Zv}{2} \quad (3.11)$$

Nestas expressões, estão as idéias básicas da técnica de instrumentação dinâmica da cravação de uma estaca.

#### b) Descrição do ensaio de prova de carga dinâmica

O ensaio de carregamento dinâmico consiste em monitorar a cravação de uma estaca. Para tal, coloca-se um par de transdutores de deformação e um par de acelerômetros, posicionados diametralmente, aplicando à estaca golpes de pilão com energia constante.

Estes transdutores e acelerômetros são ligados a um analisador, que é um circuito eletrônico especial onde um microcomputador processa uma série de cálculos durante cada golpe do pilão. O analisador faz os devidos cálculos, baseado nos sinais de força e velocidade no topo da estaca. A força é obtida por meio de sensores de deformação, cujo sinal é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área da seção na região dos sensores. A velocidade é obtida a partir da integração do sinal de acelerômetros.

Com base na teoria da Equação da Onda é possível determinar a carga mobilizada durante cada golpe do pilão. É importante lembrar que a carga mobilizada dependerá da energia que o pilão aplicará à estaca. No caso desta energia ser suficiente para mobilizar toda a resistência disponível ao longo do fuste e sob a ponta da estaca, obtém-se a carga de ruptura do solo que envolve a estaca. Entretanto, dependendo da resistência do material da estaca, poderá haver restrições quanto à altura de queda do pilão e, portanto, a energia mobilizada poderá ser inferior a essa carga de ruptura. Este problema também ocorrerá se o pilão não tiver massa suficiente que permita mobilizar toda a energia resistente.

O fenômeno de propagação de onda pode ser interpretado por modelos complexos, porém para o entendimento deste ensaio, basta conhecer dois modelos: o primeiro simplificado, em que a estaca é representada pelo impacto de duas barras (Método CASE) e o segundo proposto por Smith (1960), que representa a estaca como uma série de pares massa-mola (Análise CAPWAP).

### c) Método CASE

O Método CASE é mais simplificado e pode ser aplicado à medida que os golpes são desferidos, fornecendo uma estimativa da capacidade de carga estática da estaca em tempo real. Esta estimativa é dada pela soma do atrito lateral e da resistência de ponta. Como o Método CASE é uma solução fechada da Equação da Onda, algumas hipóteses simplificadoras precisam ser admitidas: a estaca é considerada uniforme, o seu material idealmente elástico e não oferece nenhuma resistência à propagação da onda, o solo é considerado como idealmente plástico e são desprezados os movimentos do solo em relação à estaca.

Dentro destas hipóteses, considerando que todas as reflexões da onda são devidas à resistência do solo, a expressão que dá o valor da resistência do solo é:

$$R = \frac{[F(t_1) + F(t_2) + Z|v(t_1) - v(t_2)|]}{2} \quad (3.12)$$

Na expressão (3.12),  $t_1$  é instante em que o golpe atinge a maior intensidade na estaca e  $t_2$  é dado pela expressão:

$$t_2 = t_1 + \frac{2L}{c} \quad (3.13)$$

Em que  $L$  é o comprimento da estaca abaixo dos sensores.

O valor da resistência do solo, da expressão (3.12) contém uma componente estática e outra dinâmica:

$$R = R_s + R_d \quad (3.14)$$

O valor da resistência dinâmica, a qual é representada como um movimento da estaca em um meio viscoso, é igual a velocidade de deslocamento da estaca no solo, multiplicada pela sua impedância e por um coeficiente  $J_c$ . Esta componente deve ser subtraída da resistência total, para obter-se a resistência estática, que é o objetivo desta análise.

Para avaliar a resistência dinâmica, o método CASE admite que a mesma está concentrada na ponta da estaca e, portanto é válida a expressão:

$$Rd = Jc.Z.Vp \quad (3.15)$$

Onde  $Jc$  é uma constante adimensional chamada coeficiente de amortecimento dinâmico e  $Vp$  a velocidade na ponta da estaca, que é dada por:

$$Vp = \frac{F(t1) + Zv(t1) - R}{2} \quad (3.16)$$

Substituindo a expressão acima em (3.15) e usando a expressão resultante em (3.14) e (3.12), obtém-se:

$$Rs = (1 - Jc) \frac{F(t1) + Zv(t1)}{2} + (1 + Jc) \frac{F(t2) - Zv(t2)}{2} \quad (3.17)$$

A expressão acima é o valor de resistência calculada pelo PDA, chamada de RS1, RS2 ou RSM, caso o instante  $t1$  seja tomado respectivamente como o primeiro pico de velocidade, segundo pico ou pico máximo. O valor de  $Jc$  é escolhido pelo operador com base na sondagem. A Tabela 3.3 é usada para se obter valores de  $Jc$  nos ensaios em função do tipo de solo na ponta da estaca.

Tabela 3.3 – Faixa de valores de  $Jc$  em função do tipo de solo.

<b>SOLO</b>	<b>Jc</b>
Areia	0,05 – 0,20
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15 – 0,30
Silte	0,20 – 0,45
Argila siltosa ou silte argiloso	0,40 – 0,70
Argila	0,60 – 1,10

Fonte: Velloso e Lopes (2002).

O método CASE leva em conta a resistência atuando simultaneamente ao longo de toda a estaca. Para estacas longas, com penetrações grandes, que apresentam uma parcela significativa da resistência proveniente do atrito lateral, este método de cálculo pode subestimar a capacidade de carga durante as cravações mais difíceis, quando o topo da estaca

repica. A velocidade no topo da estaca torna-se negativa antes que a onda refletida na ponta alcance esta parte superior da estaca. Quando isto ocorre, esta parte da estaca estará deslocando-se para cima, provocando um descarregamento de uma parcela de resistência lateral, invertendo o sinal das forças de atrito. Neste caso, para a previsão da capacidade de carga devem ser feitas algumas correções.

Para corrigir estes efeitos, o método CASE apresenta uma variação, determinando a capacidade de carga a partir do cálculo de uma capacidade máxima e de uma capacidade mínima.

- Método da Capacidade Máxima ou Método da Máxima Resistência (RMX):

O método CASE foi deduzido para um solo idealmente plástico, quando na realidade, o comportamento do solo pode ser representado se for considerado como elasto-plástico, conforme mostra a figura.

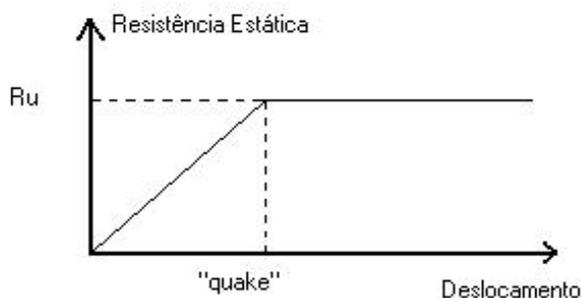


Figura 3.1 – Modelo elasto-plástico ideal de Smith (1960). – PDI Engenharia (2003).

Neste caso, o solo é idealmente elástico para deformações menores que o chamado “quake”, tornando-se plástico além deste valor. Se o valor do “quake” for pequeno, o método CASE básico é aproximadamente correto. Porém, se o “quake” do solo for maior do que o deslocamento da estaca no instante do pico de velocidade, tomado como  $t_1$  na expressão (3.17), será necessário tomar um instante posterior para  $t_1$ , instante este, fixo no tempo de

$2L/c$ . O máximo valor encontrado é chamado RMX. O retardo necessário medido a partir de  $t_1$  é chamado de TMX.

O método da capacidade máxima é geralmente aplicado à estacas de grande deslocamento ou à estacas de baixo deslocamento embuchadas.

- Método da Capacidade Mínima ou Método de Descarregamento (RSU):

Este método tem por objetivo levar em conta o desconhecimento do valor exato da velocidade de propagação da onda de tensões no material da estaca. O método CASE parte do princípio que as reflexões provocadas por toda a resistência do solo estão presentes entre  $t_1$  e  $t_1 + 2L/c$ , entretanto, no caso de estacas longas, com muito atrito lateral, pode ocorrer que a velocidade se torne negativa antes de decorrido o tempo  $2L/c$ . No trecho de velocidade negativa não há reflexão devida ao atrito lateral, portanto a resistência desta parte da estaca não será levada em consideração pelo método CASE. Para esta correção, faz-se uma estimativa do valor de resistência que não foi levado em consideração e o adiciona ao RS calculado da maneira convencional.

- Outros parâmetros que podem ser determinados pelo método CASE:

\* Determinação de tensões: a máxima tensão de compressão e de tração que ocorrem são calculadas dividindo-se respectivamente o máximo valor medido de força positiva e o máximo valor de força negativa, pela área da seção.

Porém, nem sempre os valores máximos de tensão a que foi submetido o material da estaca podem ser medidos no topo da mesma. No caso de tensão de compressão, se o valor da resistência estática somada à dinâmica for maior que o valor máximo medido de força positiva, é um indicio que o máximo de força ocorre abaixo dos sensores. Neste caso o valor real somente poderá ser determinado com precisão pela análise CAPWAP.

Quanto à tensão de tração, é raro que seu valor máximo ocorra na região dos sensores. A máxima força de tração pode ser aproximadamente determinada considerando-se os valores de  $W_u$  e  $W_d$ , calculados pelas expressões já citadas (3.10 e 3.11).

\* Verificação da integridade: o método CASE, além do cálculo da capacidade de carga, pode também fornecer parâmetros para a verificação da integridade de uma estaca após

a sua execução, que é uma das dúvidas mais freqüentes encontradas na prática de estaqueamentos.

A verificação da integridade baseia-se no fato de que a onda de tensão descendo pela estaca sofre uma reflexão ao encontrar uma variação de impedância. O tempo que a onda refletida leva para atingir o topo da estaca depende da localização da variação de impedância. A onda refletida causa mudança na força e na velocidade. Ela também permite a determinação do grau de variação da impedância. Com isso, pode-se realizar o cálculo de um fator  $\beta$ , um valor de integridade relativa, o qual é igual a 100% se não houver mudança de impedância, e zero para o final da estaca. O fator  $\beta$  é calculado pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{1 - A}{1 + A} \quad (3.18)$$

Onde:

$$A = \frac{(W_{ur} - W_{ud})}{2(W_{di} + W_{ur})} \quad (3.19)$$

Em que “ $W_{ur}$ ” é a amplitude da onda ascendente no instante do início da reflexão, causada pela resistência do solo; “ $W_{ud}$ ” é a amplitude da onda ascendente devida à reflexão do dano e “ $W_{di}$ ” é a máxima onda descendente devida ao impacto.

A classificação do dano pode ser baseada no valor de  $\beta$ , conforme mostra a Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Verificação da integridade.

$\beta$ igual a 100	Estaca íntegra
$\beta$ entre 80 e 100	Pequeno dano
$\beta$ entre 60 e 80	Estaca danificada
$\beta$ abaixo de 60	Estaca quebrada

Fonte: PDI Engenharia (2003).

\* Desempenho do martelo: um dos fatores de maior relevância na avaliação correta da capacidade de carga dinamicamente, é a aplicação de uma energia do martelo capaz de mobilizar toda a resistência disponível no sistema solo-estaca. A energia transferida para a estaca é dada por:

$$E(t) = \int_0^t F(t).v(t)dt \quad (3.20)$$

O valor máximo de  $E(t)$  é chamado ENTHRU, e é a informação mais importante para uma avaliação global do desempenho do martelo. Deve-se ter em mente que este valor é medido na região dos sensores, portanto, após todas as perdas devidas ao capacete, ao sistema amortecedor e à própria estaca entre o topo e os sensores. Para martelos de queda livre as eficiências esperadas estão entre 30 e 60%.

#### d) Método CAPWAP

O programa CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) é o mais utilizado para a estimativa da capacidade de carga e distribuição de resistências ao longo da profundidade, a partir dos dados de medições de força e aceleração. No modelo CAPWAP as forças de reação do solo são passivas e tem sido suficientemente satisfatório, na maioria dos casos, expressá-las em função apenas do movimento da estaca.

Neste programa os dados da estaca são conhecidos e os parâmetros do solo são inicialmente admitidos. O programa resolve a equação da onda, utilizando como condição de contorno uma das variáveis (por exemplo, a velocidade), para a obtenção da outra variável da qual se possui um registro (por exemplo, a força).

Os sinais medidos e calculados são comparados e o modelo do solo é iterativamente modificado até que a mais perfeita coincidência possível dos dois seja alcançada. Para a solução da equação da onda, é utilizado um algoritmo proposto por Smith. Este algoritmo calcula a capacidade de carga com base em uma representação da estaca e do solo. A estaca é representada como segmentos com aproximadamente um metro de comprimento, calculados de forma que o tempo de deslocamento de onda entre eles seja igual e o solo é representado como uma mola elasto-plástica e um amortecedor linear.

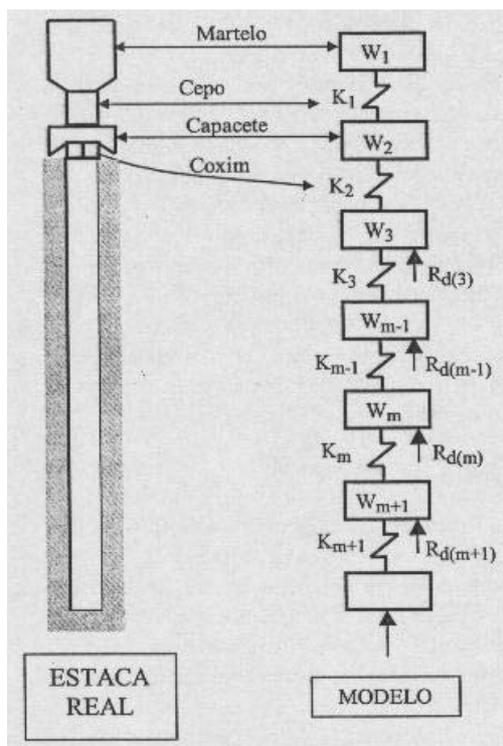


Figura 3.2 – Representação do modelo de Smith. – Alves et al (2003).

Com os valores mobilizados para cada golpe do pilão, durante a execução deste ensaio, pode-se estimar a curva carga-recalque para cada estaca e, a partir desta, obter a carga de ruptura através de métodos de extrapolação.

#### e) Extrapolação da curva carga-recalque

A extrapolação da curva carga-recalque é um artifício utilizado pelos profissionais de fundações para se estimar a carga de ruptura do solo a partir de dados de uma prova de carga realizada que não foi levada à ruptura.

A carga de ruptura é obtida através de uma equação matemática, ajustada em função do trecho que se dispõe da curva carga-recalque.

Dentre os vários métodos existentes, o mais utilizado no Brasil é o Van der Veen (1953) e este método tem por base uma função exponencial da forma:

$$Q = Q_{ult}[1 - e^{(-\alpha \cdot w)}] \quad (3.21)$$

Na expressão (3.21),  $Q$  é a resistência estática,  $\alpha^*$  o parâmetro determinado por regressão linear,  $w$  é o recalque e  $Q_{ult}$  a carga estática correspondente ao deslocamento infinito (carga de ruptura)

A carga de ruptura é obtida experimentando-se diferentes valores de carga até que se obtenha uma reta no gráfico “ $-\ln(1 - Q/Q_{ult}) \times w$ ” como mostra um exemplo na Figura 3.3 (b). Na Figura 3.3 (a) apresenta também a obtenção da carga de ruptura, porém, esta como sendo uma assíntota da curva formada pelo gráfico  $w \times Q$ .

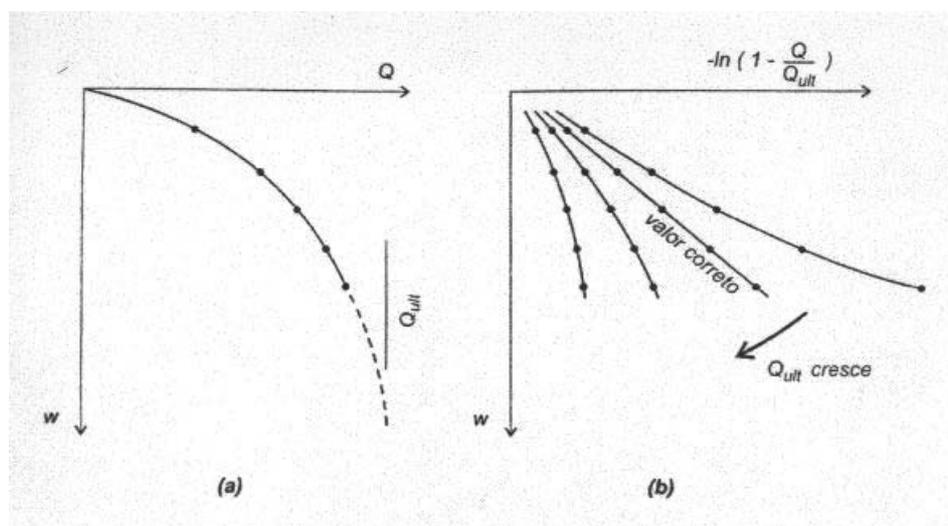


Figura 3.3 –Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van der Veen. a- obtenção da carga de ruptura como uma assíntota e b – obtenção da carga de ruptura– Velloso e Lopes (2002).

Na aplicação deste método, Aoki (1976) propôs a inclusão de um intercepto “ $\beta$ ”, determinado por regressão linear, ficando a expressão da curva desta forma:

$$Q = Q_{ult}[1 - e^{-(\beta + \alpha^* w)}] \quad (3.22)$$

#### f) Interpretação da curva carga-recalque

A curva carga-recalque deve ser interpretada a fim de se definir a carga de ruptura da fundação. O método de extrapolação estudado busca estabelecer uma assíntota vertical para definir esta carga.

A NBR 6122/1996 caracteriza a carga de ruptura pelo recalque correspondente ao encurtamento elástico da estaca somado a um deslocamento de  $D/30$ , onde “D” representa o diâmetro da estaca. Este critério pode ser aplicado mesmo quando a curva carga-deslocamento apresenta uma assíntota vertical, como é o caso da curva proposta por Van der Veen, conduzindo para uma carga de ruptura menor, ou seja, a favor da segurança.

Cabe lembrar que há uma discussão quanto à confiabilidade da extrapolação da curva carga-recalque quando esta fica reduzida ao trecho inicial desta curva (trecho quase-elástico). Estas extrapolações conduzem a valores de carga de ruptura exagerados.

O método de Van de Veen apresenta uma extrapolação confiável se o recalque máximo atingido durante o ensaio for no mínimo de 1% do diâmetro da estaca (Velloso e Lopes, 2002).

A interpretação de provas de carga é uma questão ainda controversa, com diferentes visões do processo de ruptura. Neste ponto vale lembrar as palavras de Davisson (1970) citadas em Velloso e Lopes (2002): ” Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados a interpretar”.

## **4. RECUPERAÇÃO DO CAIS DO PORTO VELHO DO RIO GRANDE**

### **4.1. DADOS GERAIS**

O Porto Velho da cidade do Rio Grande localiza-se na Rua Riachuelo. Possui um comprimento de 640 metros, e pode ser dividido de acordo com as atividades desenvolvidas em cada um dos seus trechos.

Na extremidade oeste do Cais de Saneamento (trecho entre o prolongamento da rua General Portinho e extremidade do antigo Entreposto de Pesca), localiza-se a área para carga geral para navegação interior. Nesta região ocorre a carga e descarga de produtos hortifrutigranjeiros e materiais de construção.

Ainda na extremidade oeste do Cais de Saneamento, mas no trecho entre a extremidade do antigo Entreposto de Pesca e o prolongamento da rua Visconde de Paranaguá, encontra-se a área de ensino e pesquisa. Desenvolvem-se ali, atividades de ensino, pesquisa e administração da Frota Oceanográfica da Fundação Universidade Federal do Rio Grande (FURG).

As atividades institucionais, culturais, recreativas e turísticas, e atracação de barcos pesqueiros com atividade operacional limitada, localizam-se no Cais de Saneamento. A revitalização do espaço portuário tem como principal finalidade a expansão destas atividades.

Encontra-se ainda a área pesqueira, com atividades operacionais e industriais pesqueiras, a área militar, onde se desenvolvem as atividades militares do V Distrito Naval, o terminal de passageiros, onde se concentra a recepção, embarque e desembarque de passageiros para a travessia Rio Grande/São José do Norte e passeios turísticos de barco, e uma área para serviços onde estão as instalações do Estaleiro Rio Grande e o Posto de Abastecimento Náutico.

A Figura 4.1 identifica cada uma das áreas citadas acima:

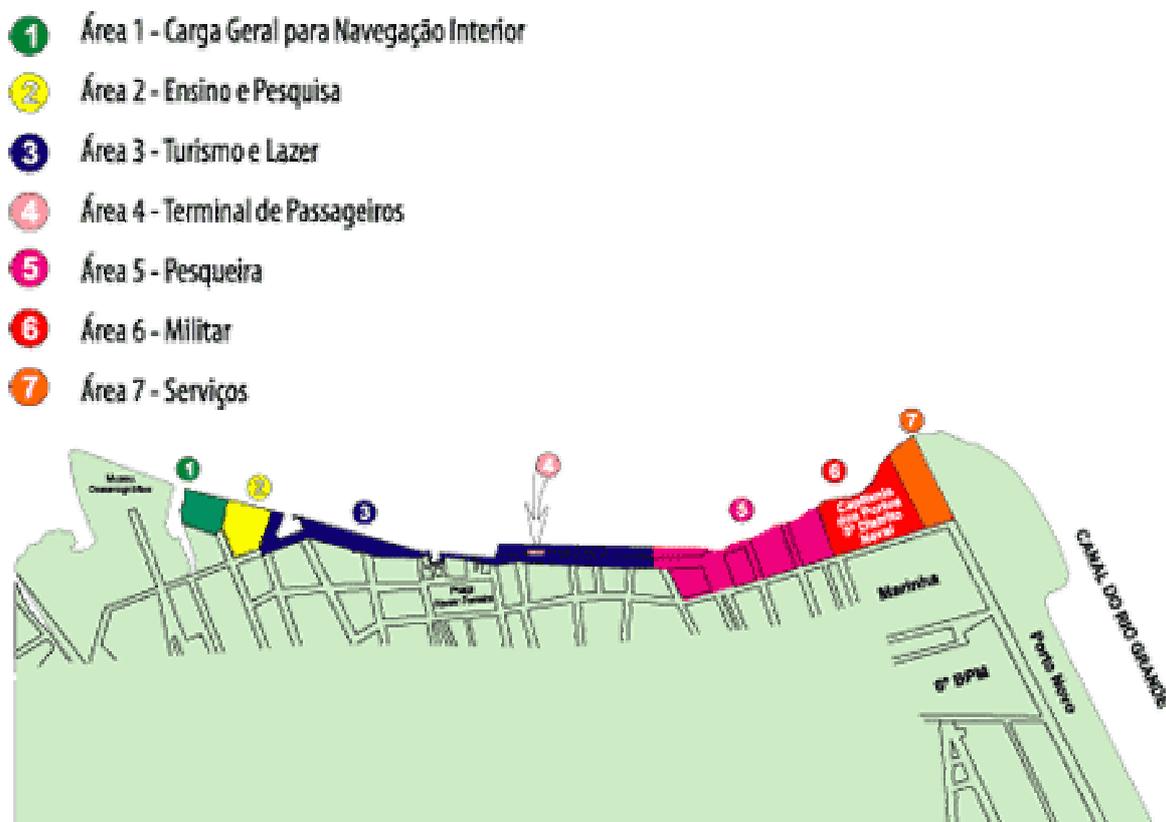


Figura 4.1 – Localização das áreas do Porto Velho – SUPRG (2005)

#### 4.2. PROBLEMAS PATOLÓGICOS OBSERVADOS NO CAIS DO PORTO VELHO

O cais do Porto Velho construído na década de 1920-1930, como um muro de gravidade formado por blocos de concreto, apresentou no ano 2000 excessiva deformação no sentido do canal e a formação de linhas no pavimento, certamente pertencentes a possíveis planos de ruptura caracterizando a falha da estrutura de arrimo do cais. A Figura 4.2 apresenta esquematicamente a área afetada.

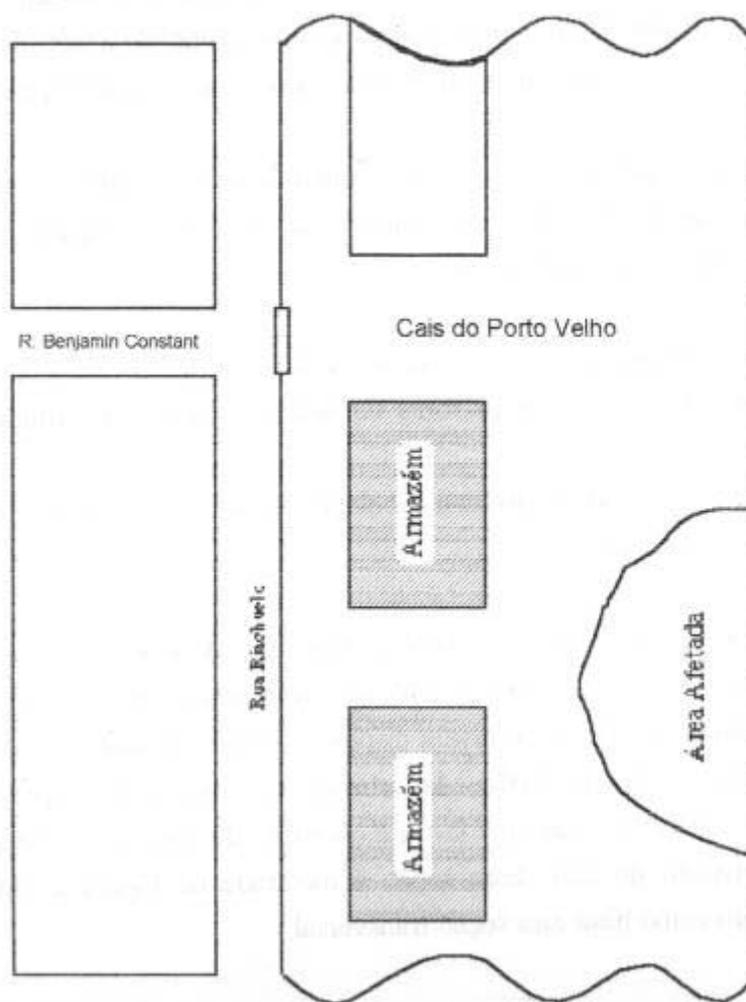


Figura 4.2 – Localização da área de cais afetada - Dias et al (2000).

Após a interdição da referida área, foi elaborado um estudo sobre os tipos de problemas que estavam acontecendo no cais. Este estudo constituiu-se de inspeção visual, obtenção de informações sobre as operações realizadas em período de tempo próximo àquela data, obtenção de dados já existentes sobre o cais, além de ensaios de campo que consistiram de levantamento fotográfico, inspeção subaquática por mergulhadores, filmagem subaquática e realização de ensaios SPT para determinação do perfil do solo, até então desconhecido, e das propriedades do mesmo.

Foram constatados os seguintes problemas com a fase de inspeção visual, segundo Dias et al (2000):

- o muro apresentava excessiva deformação no sentido do canal;

- existiam duas superfícies de ruptura sendo uma bem nítida localizada próxima ao armazém;

- o pavimento da retroárea estava bastante danificado e os trilhos bem desalinhados;
- o revestimento do muro na linha de maré estava bastante deteriorado.

Na fase de levantamento fotográfico as seguintes observações puderam ser feitas, conforme pode ser constatado nas fotos das Figuras 4.3 a 4.10:

- inclinação na superfície da cobertura do cais;
- desalinhamento dos cabeços de atracação;
- deformações acentuadas nos trilhos;
- abertura de fissuras e levantamento de paralelepípedos do pavimento, segundo linhas longitudinais mais ou menos paralelas resultantes de grandes deformações do aterro, sendo estas um indicativo da ruptura do muro de arrimo.



Figura 4.3 - Região do Cais do Porto Velho com Avaria - Observa-se curvatura dos trilhos 1 – Dias et al (2000).



Figura 4.4 - Região do Cais do Porto Velho com Avaria - Observa-se curvatura dos trilhos 2 – Dias et al (2000).



Figura 4.5 - Linha de Ruptura e recalque do pavimento – Dias et al (2000).



Figura 4.6 - Linha de ruptura ao longo do pavimento – Dias et al (2000).



Figura 4.7 - Inclinação da cobertura 1 - Dias et al (2000).



Figura 4.8 - Inclinação da cobertura 2 – Dias et al (2000).



Figura 4.9 - Linha de ruptura junto ao muro -  
Dias et al (2000).



Figura 4.10 - Inclinação da cobertura 3 -  
Dias et al (2000).

Na filmagem subaquática observaram-se as seguintes patologias:

- severa corrosão do concreto, observando-se grande quantidade de fissuras, erosões e núcleos de concreto já sem cimento;
- a grande quantidade de algas esconde maiores danos do concreto (enraizamento no concreto por busca de nutrientes);
- muitas rachaduras e fissuras;
- abertura das juntas, em alguns casos com mais de 30 centímetros;
- inclinação da superfície vertical do cais (devido à perda de capacidade da fundação);
- perda de material de fundação (enrocamento e solo).

As Figuras 4.11 e 4.12 mostram a seção transversal do cais conforme projeto e a seção transversal com as avarias identificadas na filmagem subaquática:

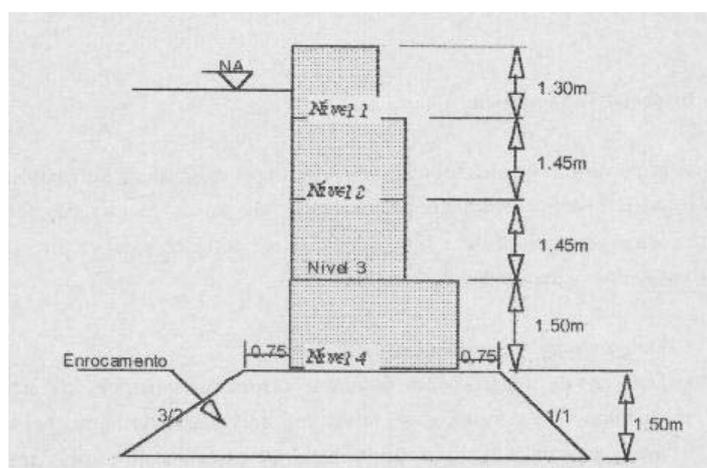


Figura 4.11 – Seção transversal intacta - Dias et al (2000).

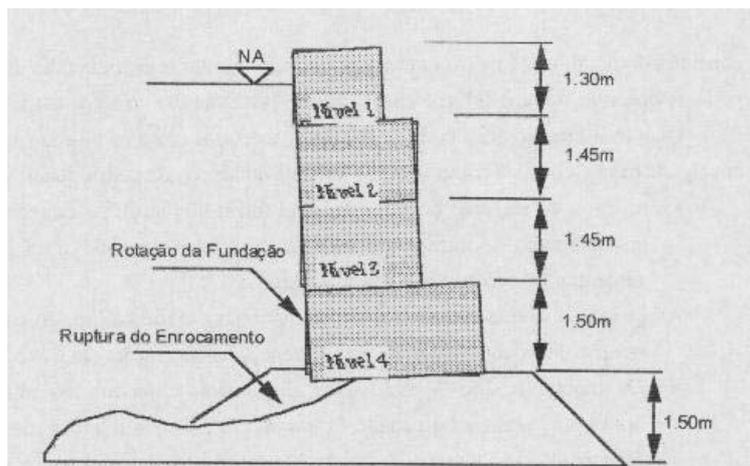


Figura 4.12 – Seção transversal com avaria da fundação - Dias et al (2000).

Após a fase de reconhecimento, foi conduzida uma análise de estabilidade do muro (cais) compreendendo a região intacta e a região afetada. A análise no muro intacto teve o objetivo de guiar as ações que deveriam ser tomadas para a recuperação do cais, isto através da determinação dos pontos críticos. A seguir são mostrados os gráficos com os resultados obtidos para os fatores de segurança, para a tensão máxima atuante e para a excentricidade da carga na fundação em função de uma sobrecarga de  $30 \text{ kN/m}^2$  (Figuras 4.13 a 4.16).

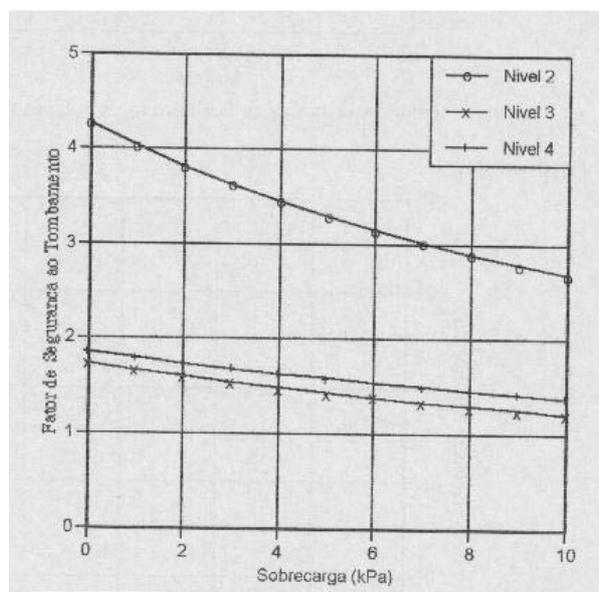


Figura 4.13 – Fator de Segurança ao Tombamento x Sobrecarga : Muro Intacto - Dias et al (2000).

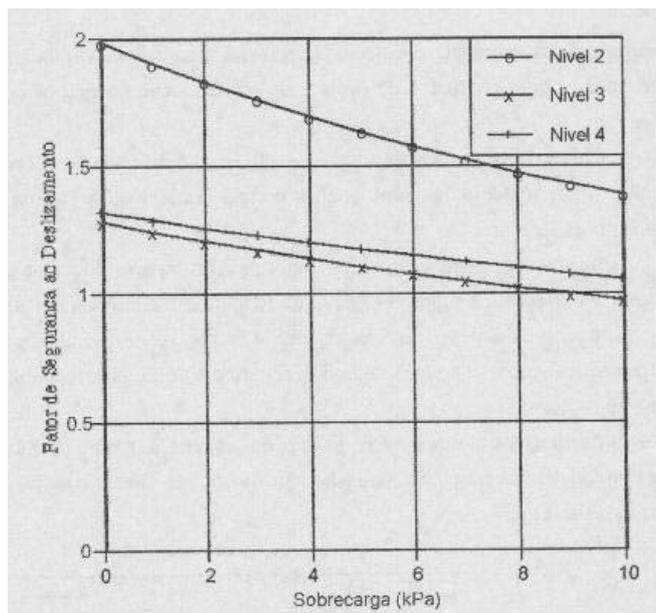


Figura 4.14 – Fator de Segurança ao Deslizamento x Sobrecarga : Muro Intacto - Dias et al (2000).

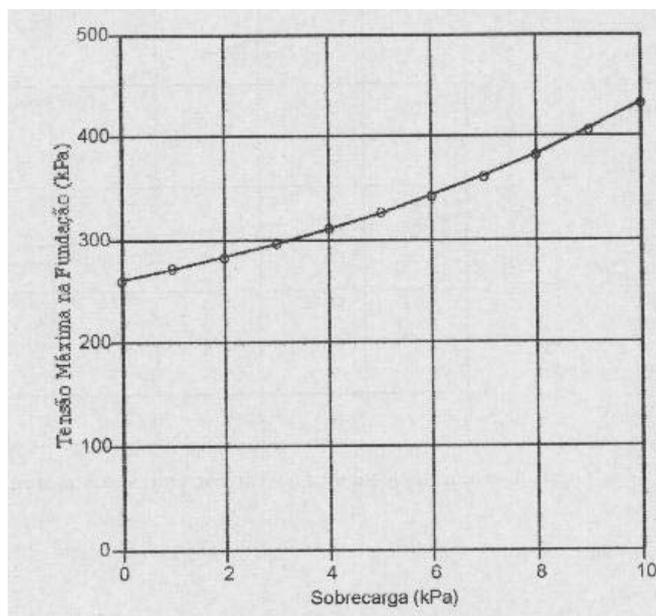


Figura 4.15 – Tensão Máxima na Fundação x Sobrecarga: Muro Intacto - Dias et al (2000).

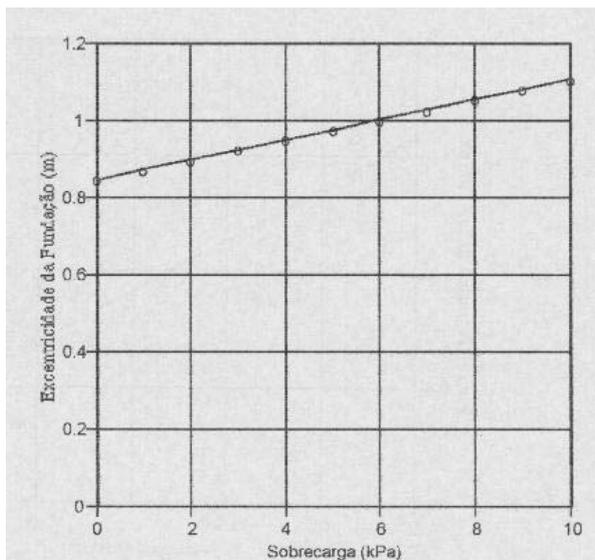


Figura 4.16 – Excentricidade na Fundação x Sobrecarga: Muro Intacto - Dias et al (2000).

Já a análise quanto à estabilidade do muro avariado teve por finalidade determinar a reversibilidade e a extensão das avarias, assim como as seqüelas sofridas pelo muro. As Figuras 4.17 a 4.20 apresentam os resultados para o fator de segurança ao tombamento, para a tensão máxima na fundação, para a excentricidade na fundação e para o fator de segurança ao deslizamento em relação ao nível 3 do muro (pior situação).

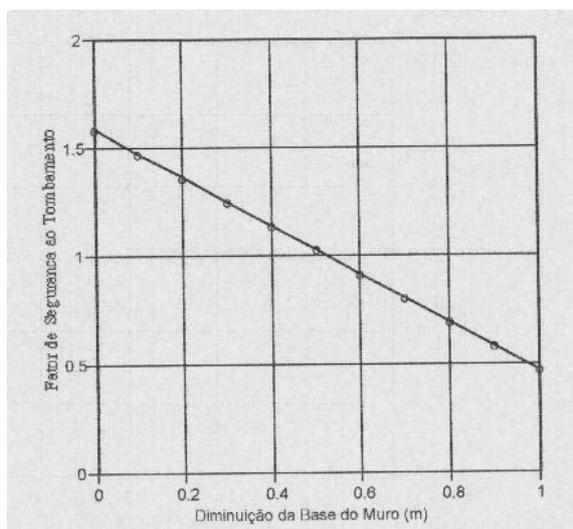


Figura 4.17 – Fator de Segurança ao Tombamento x Diminuição da Base da Fundação - Dias et al (2000).

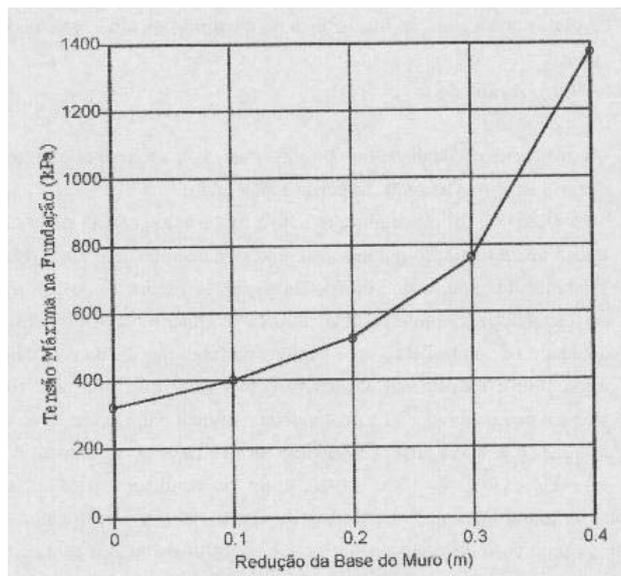


Figura 4.18 – Tensão máxima na Fundação x Redução da Base do Muro - Dias et al (2000).

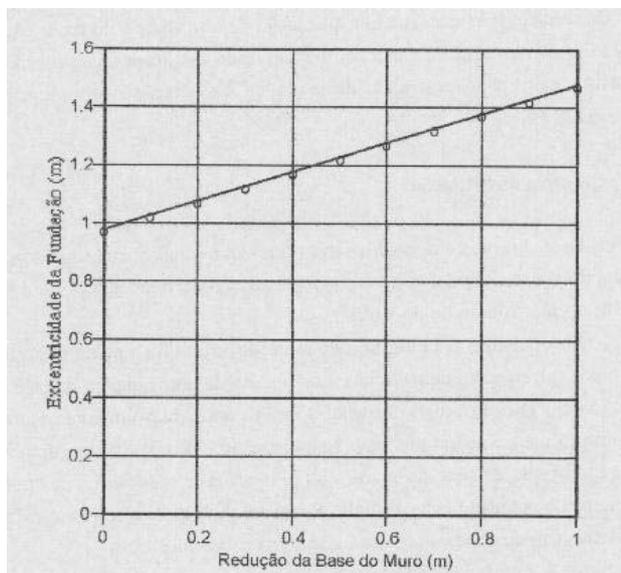


Figura 4.19 – Excentricidade na Fundação x Redução da Base do Muro - Dias et al (2000).

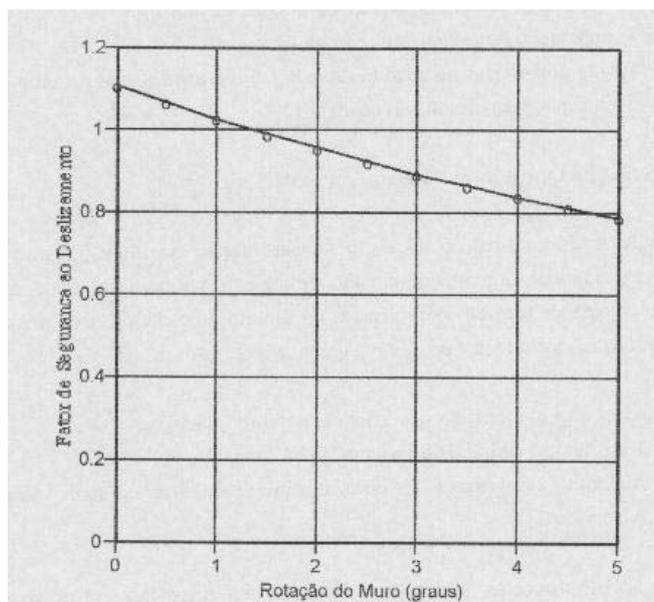


Figura 4.20 – Fator de Segurança ao Deslizamento x Rotação do Muro - Dias et al (2000).

A causa principal para a deterioração do muro do cais foi a perda de sustentação na base do mesmo por carreamento de material e por ruptura do enrocamento da base. Fator que foi agravado pelo fato do projeto original do muro apresentar um baixo Fator de Segurança ao deslizamento para a pedra cuja base se localiza no Nível 3 (ver Figura 4.12). Essa segurança foi diminuída em função da rotação da base do muro, que provoca uma redução na componente normal e um aumento na componente tangencial das forças resultantes, ou seja, há uma redução na resistência ao deslizamento e um aumento na carga atuante (Dias et al, 2000).

### 4.3. SOLUÇÕES QUE PODEM SER ADOTADAS NO CAIS DO PORTO VELHO

A deterioração por erosão do material estrutural (basicamente superficial) e erosão do solo são problemas básicos associados com as operações dos cais de gravidade, e no cais do Porto Velho não foi diferente.

De acordo com as patologias verificadas no relatório de Dias et al (2000), percebe-se a necessidade de um trabalho bastante complexo para garantir a reabilitação do cais do Porto Velho. Há a necessidade de reparos na superfície da estrutura, no pé do muro e também a

aplicação de um método que impeça o problema verificado de deslizamento, principalmente no nível 3 do muro.

Para a solução de problemas deste tipo, ou seja, erosão no pé de muros de gravidade, Tsinker (1995) apresentou os seguintes métodos: concreto lançado por funil (“tremie”), pré-colocação de agregados com posterior injeção de graute e a colocação de sacos preenchidos com concreto.

A base do método “tremie” é lançar o concreto por um tubo rígido ou flexível de 150 a 300 mm de diâmetro complementado com um alimentador dentro do qual o concreto fresco é abastecido. No fim da operação, a água nos vazios é substituída por concreto.

No caso do graute, o vazio é inicialmente preenchido com agregados graúdos, então o espaço livre entre esses agregados é preenchido com a injeção de graute. Atualmente, existem aditivos para prevenir a separação do concreto ou graute quando localizado embaixo da água.

O método dos sacos preenchidos por concreto consiste na colocação de 50 a 70% de sacos com concreto dentro da cavidade. Como a pasta de cimento é normalmente espremida para fora dos poros dos sacos, uma certa cimentação no conjunto acontece. Subseqüentemente, para melhor interação, o espaço entre os sacos e o fundo da parede é preenchido por graute sob pressão ou concreto “tremie”.

Foi apresentada uma proposta para a solução do problema da erosão no pé do muro que apesar de não seguida na totalidade devido a dificuldades relacionadas a custos de materiais e mão-de-obra, cumpriu o objetivo de diminuir os riscos de ruptura iminente. Sugeriu-se inicialmente a colocação de sacos preenchidos com concreto, com uso de injeção de massa, que seriam posicionados por mergulhadores, na forma de alvenaria poliédrica. Teria ainda a criação de uma barreira, após a qual injetar-se-ia concreto ou argamassa para preencher todos os vazios. Previu-se também uma estrutura de enrocamento para proteção. A Figura 4.21 mostra esquematicamente a solução apontada por Dias et al (2000).

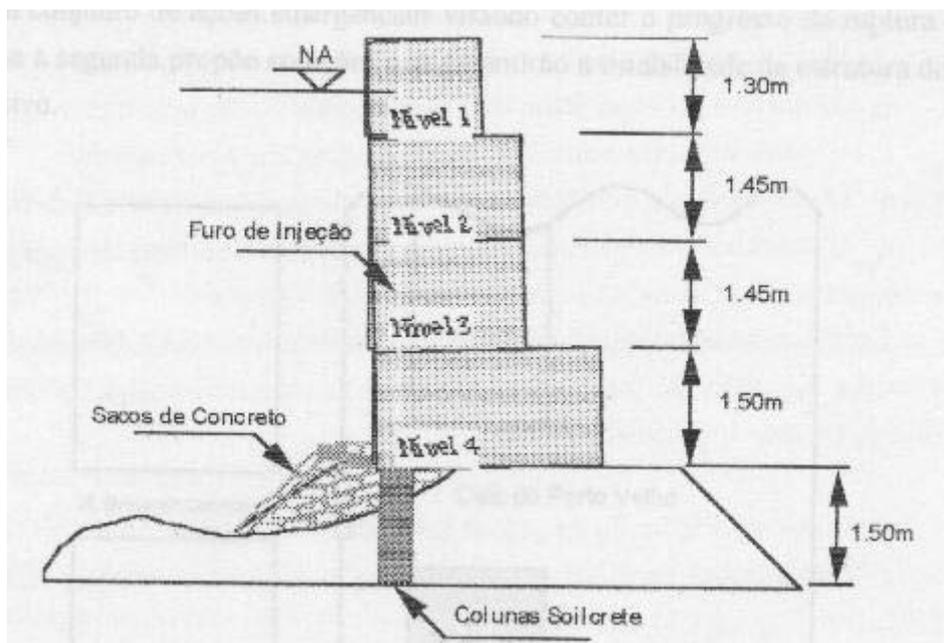


Figura 4.21 – Proposta de Recuperação – Dias et al (2000).

A providência emergencial tomada foi no sentido de permitir um melhor contato entre o muro e o solo, sendo utilizada a colocação de pedras e gabiões para preencher as falhas presentes no pé do muro.

A estrutura do cais Porto Velho também necessita de reparos na superfície do muro, já que apresenta muitas fissuras, erosões, presença de algas, etc. O primeiro passo é a retirada de todo o crescimento marinho presente na parede do cais. Para que o concreto novo una-se bem ao concreto existente, é necessário que a superfície esteja limpa. Uma outra recomendação importante é a retirada de toda a camada de concreto que se encontra deteriorada. A profundidade mínima recomendada para que o concreto do reparo possa aderir ao existente é de 150 mm. Também é recomendado que antes do recebimento do novo concreto, a superfície seja primeiro cuidadosamente coberta com uma fina camada de pasta epóxi modificada, não excedendo 3 a 5 mm e tendo o mesmo fator água/cimento que o concreto usado na substituição.

Para minimizar a deformação devido à temperatura, retração, mudança na umidade, etc, o concreto do reparo deve ser similar ao concreto antigo no tamanho máximo dos agregados e no fator água/cimento e deve ser totalmente vibrado.

O reparo de uma superfície que esteja submersa é mais complicado, na execução, do que o reparo feito no seco. O concreto utilizado para reparo submerso é o graute, que é um concreto líquido que endurece após seu lançamento. Este tipo de concreto é caracterizado pela

trabalhabilidade e não por um dado nível de resistência. Normalmente a resistência alcançada será mais do que suficiente.

O graute é normalmente injetado dentro da cavidade pelo fundo. No processo de grauteamento a água escapa da cavidade através de uma abertura superior. Tsinker (1995) descreve o processo de reparo de superfícies.

Um dos mais persistentes problemas que ocorrem no reparo de superfícies é a fissuração do novo concreto. Essas fissuras, as quais geralmente estendem-se completamente através do novo concreto, são atribuídas primeiramente a restrição das mudanças de volume resultante de gradientes térmicos e retração.

Para melhor qualidade e aparência, pode ser usado um sistema permanente de placas de concreto pré-moldadas. O uso de painéis de concreto de alta qualidade e duráveis presos ao substrato do concreto preparado é uma solução para o problema das fissuras encontradas no recobrimento de paredes deterioradas. A utilização de painéis pré-moldados (Figura 4.22) deve encurtar o tempo em que uma parede precisa estar fora de serviço para o reparo ou reabilitação.

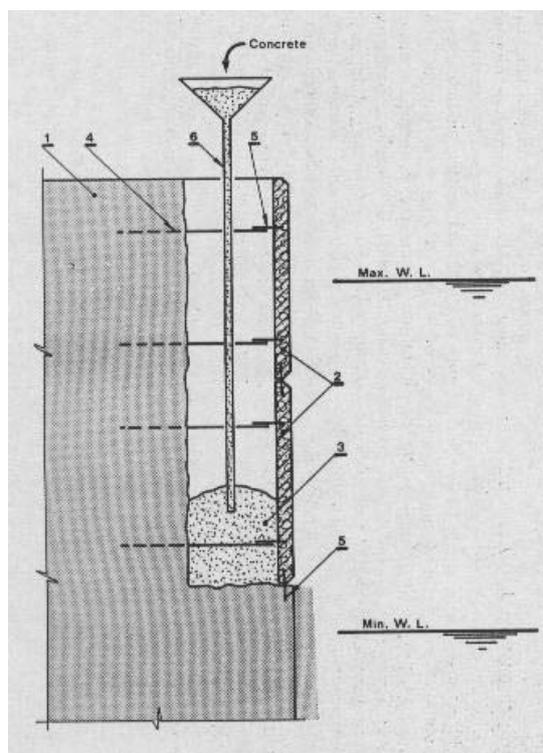


Figura 4.22 – Recuperação com painéis pré-moldados. 1- muro do cais, 2- painel pré-moldado, 3- concreto novo, 4 – barra de ancoragem, 5- pinos, 6- lançamento do concreto através do método “tremie”- Tsinker (1995).

Quanto ao reforço das fundações do muro, pode-se prever o uso de estacas raiz ou jatocrete. O jatocrete é a técnica pela qual os materiais da fundação podem ser impregnados com graute sob pressão. O tipo e a graduação do solo impõe o tipo de graute a ser utilizado.

Outro método que pode ser utilizado é o de estacas injetadas, usado para modificar solos relativamente fofos e moles para obter melhoria geral do material, ou para construir subleito estrutural ou membros de suporte de carga sem escavação prévia. O principal uso de estacas injetadas inclui reforço da fundação existente ameaçada por afundamento da superfície.

Estaca injetada é essencialmente uma técnica de substituição parcial do solo por meio da formação de uma coluna composta de uma mistura de graute injetado e solo in-situ. O material resultante, chamado “soilcrete”, é a mistura da pasta de cimento com o solo do local. As propriedades do “soilcrete” dependem do solo nativo e do modo que o processo é aplicado.

Pode ser utilizado também o método de mistura de solo, no qual a estrutura do solo é destruída por meios mecânicos. Uma broca é vagarosamente rotacionada e extraída do solo, enquanto uma pasta de cimento e solo é formada. Esta técnica foi desenvolvida para fornecer condições ao terreno utilizando técnicas de estabilização do cimento para aumentar vários parâmetros de resistência.

Para assegurar a estabilidade do muro quanto ao deslizamento e ao tombamento, podem ser utilizados ainda tirantes, barras de aço, cortinas de estacas-prancha, entre outros. Estes métodos serão melhor visualizados nos exemplos a seguir, que além de soluções para os problemas de deslizamento e tombamento, também as apresentam para erosão no pé do muro, recuperação das faces dos mesmos, etc.

#### **4.4. SOLUÇÕES ADOTADAS EM ALGUNS CAIS DE GRAVIDADE**

A Figura 4.23 mostra a recuperação de uma parede de gravidade. Foram utilizados painéis pré-moldados no revestimento e recuperação da face anterior da parede. O painel sofreu uma “ancoragem”, com a colocação de pinos de aço engastados na fundação. O espaço entre o painel e a parede foi preenchido com concreto lançado pelo método “tremie”.

Ainda houve um reforço na estrutura dos blocos da parede. Foram colocadas barras no interior de furos pré-perfurados, e após, estes foram preenchidos com graute. Esta técnica impede o deslizamento dos blocos.

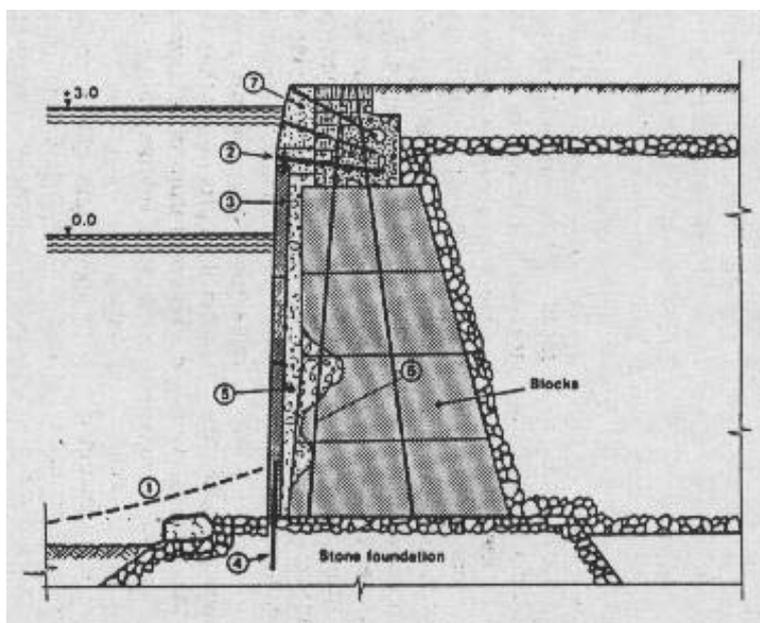


Figura 4.23 – Reparo de uma parede de gravidade. 1 – superfície original da linha de dragagem, 2- ancoragem superior, 3- painel de concreto pré-moldado, 4- pino de aço para ancoragem do painel, 5- concreto novo, 6- barras de reforço instaladas em furos pré-perfurados e preenchidos com graute, 7- viga ligada a superestrutura por barras de aço – Tsinker (1995).

A Figura 4.24 mostra um caso de restauração de um muro de gravidade extraído de Coomber (1987) apud Tsinker (1985). Este é um caso de reforço da fundação, proteção anti-erosão e solução dos problemas de deslizamento e tombamento. É um exemplo bem completo, pois abrange vários problemas que acontecem em paredes de gravidade.

Para o reforço da fundação foram construídas duas filas de estacas injetadas com 1,5 m de diâmetro. As estacas injetadas foram lançadas através de furos piloto de 150 mm de diâmetro. A proteção contra a erosão foi feita com a execução de um colchão anti-erosão no pé da parede.

A proteção contra o tombamento e deslizamento foi conseguida com o uso de tirantes que atravessam toda a parede e se ancoram no solo.

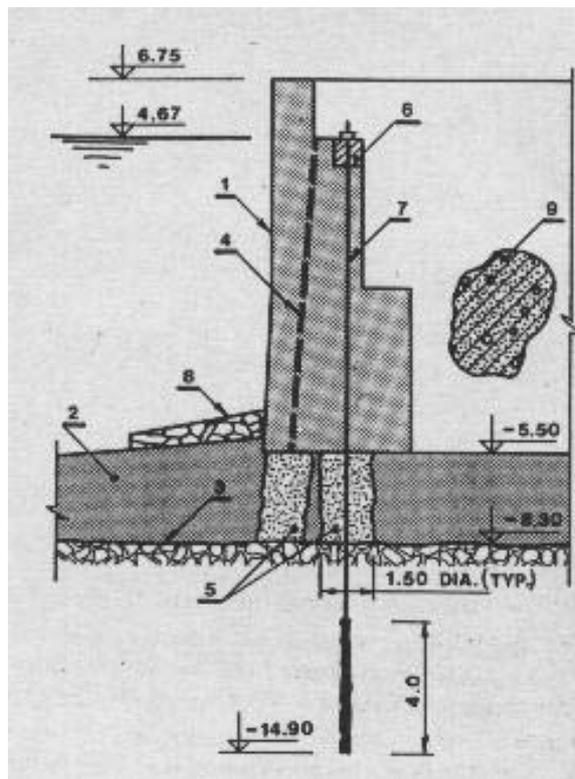


Figura 4.24 – Restauração de uma parede de gravidade. 1- parede de gravidade, 2- argila pedregosa dura e marrom que se torna arenosa e siltosa localmente, 3 – subleito de arenito, 4- furo para lançamento das estacas injetadas com 150 mm de diâmetro, 5- estaca injetada, 6- viga de concreto, 7- nova ancoragem no terreno, 8- colchão anti-erosão, 9 – reaterro – Coomber (1989) apud Tsinker (1995).

A Figura 4.25 mostra a solução aplicada no Porto de Larnaka (Tsinker,1997). A profundidade da água em frente à parede, que era de 10 m, sofreu um aumento de 2 m. Através da figura vê-se que foram construídas colunas de “soilcrete” na fundação. Foram utilizados, juntamente com as colunas, tirantes ancorados no terreno. Como já foi dito, este trabalho foi executado por causa de um aumento na profundidade da água em frente ao cais, mas também é uma solução aplicável ao cais do Porto Velho, já que as colunas de “soilcrete” reforçariam a fundação e os tirantes impediriam o tombamento e o deslizamento.

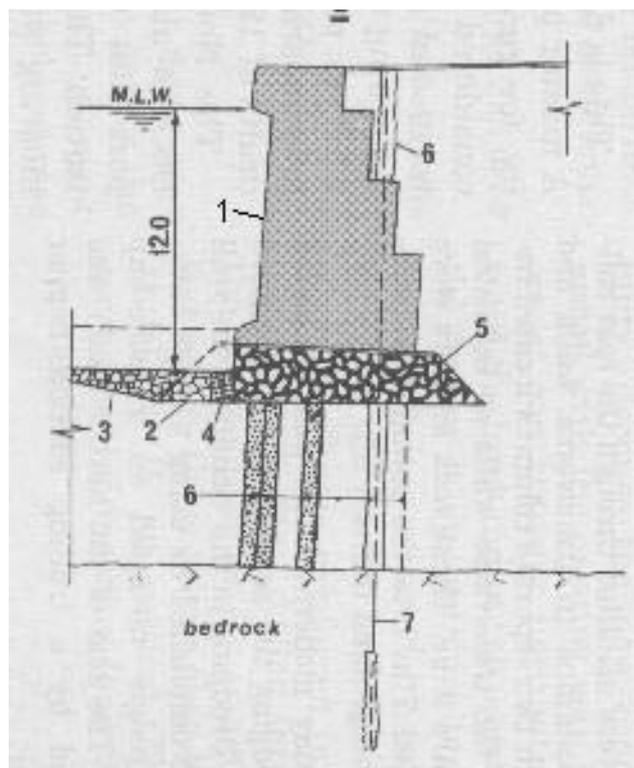


Figura 4.25 – Solução para reforço do cais de gravidade do Porto de Larnaka. 1- cais, 2- colchão de pedras, 3- “aventail”, 4- tela de cimento/bentonita, 5- colchão de pedras com graute de cimento, 6- coluna de “soilcrete”, 7- ancoragem no terreno com 50 mm de diâmetro – Tsinker (1997).

A Figura 4.26 apresenta o esquema de uma solução aplicada no cais do Porto de Providence (Tsinker,1997), o qual também sofreu com o aumento da profundidade da água (calado). Esta solução basicamente incluiu a instalação de estacas-prancha de aço no pé da parede e a construção de um sistema de reforço da fundação abaixo da base da parede pela perfuração através da mesma, além da instalação de estacas de pequeno diâmetro feitas com graute. Adicionalmente, furos de “costura” verticais foram feitos e preenchidos com graute próximos da face da parede. Embora este cais fosse construído em alvenaria, o método poderia ser aplicado em cais construído em blocos de concreto. Complementando, foi ainda construída uma proteção contra a erosão.

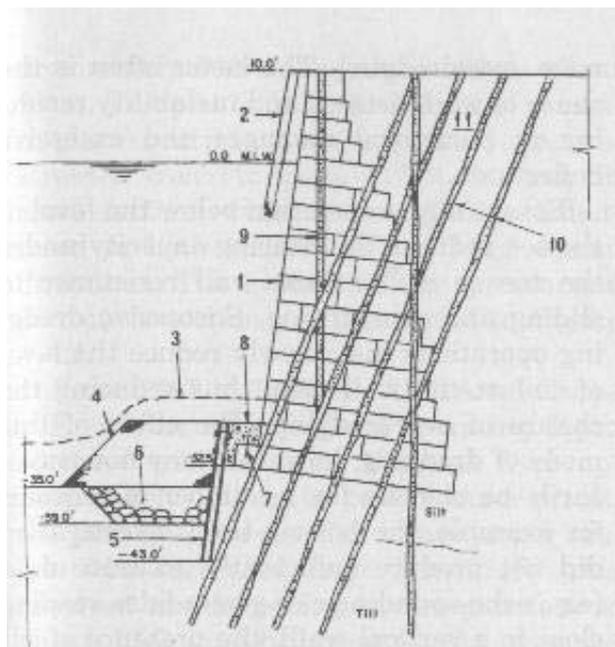


Figura 4.26 – Modernização do Porto de Providence. 1- parede existente de blocos de granito, 2- defesa antiga em estaca, 3- superfície do fundo original, 4- nível temporário, 5- nova cortina de estacas-prancha, 6- proteção anti-erosão, 7- pino de aço, 8- enchimento de concreto, 9- furo de costura preenchido com graute, 10- estacas de suporte, 11- reaterro. – Pierce et alli (1986) apud Tsinker (1997).

## **5. REMODELAÇÃO DO CAIS DO PORTO NOVO DO RIO GRANDE**

### **5.1. DADOS GERAIS**

O Porto Novo constitui-se de um canal artificial dragado sobre a Coroa do Ladino, construído em 1916, ligando o Porto Velho ao Canal do Norte. Possui um comprimento de 1952 metros, sendo o mesmo subdividido nas seguintes áreas, de acordo com sua finalidade:

A área 1, a qual localiza-se na extremidade Norte do Porto Novo, conforme pode ser observada na Figura 5.1, tem cunho turístico, de lazer e de preservação ambiental. Destina-se a atividades sócio-esportivas, de administração e de manejo ambiental. Nela, encontram-se o Clube de Regatas Rio Grande e o Clube Náutico Honório Bicalho.

A área 2, que é uma área militar, destina-se a atividades administrativas e operacionais do V Distrito Naval.

A área 3, localizada entre os cabeços 62 e 56 (1 berço), destina-se a operações de carga e descarga de granéis sólidos. Nesta área localiza-se o terminal da CESA (armazenagem de grãos vegetais como soja, milho, trigo, cevada) e uma área de cais.

A área especificada na Figura 5.1 como de número 4, localiza-se entre os cabeços 56 e 50 (1 berço). Esta se destina a operações de embarque e desembarque de cargas em geral (Roll-On/Roll-Off). Encontra-se nesta região uma área de cais, os armazéns B-4, B-5, B-6, C-4, C-5 e C-6, todos utilizados para armazenamento de veículos, e o pátio automotivo do Porto Novo.

A área 5 localiza-se entre os cabeços 50 e 44 (1 berço) e tem como destinação operações de embarque e desembarque de cargas em geral. Nesta área encontram-se as instalações dos armazéns A-4, A-5, A-6, A-7, A-8, B-2, B-3, C-1 e C-2.

A área 6 localizada entre os cabeços 44 e 37 (1 berço), destina-se a operações de carga e descarga de granéis sólidos e líquidos. Encontra-se nesta região do Porto Novo a esteira da Samrig e uma área de cais.

Já a área 7 destina-se a operações de carga e descarga de contêineres e localiza-se entre os cabeços 37 e 14 (3 berços exclusivos e 1 berço para barcaças Teflu). Possui uma área

de cais, pátio de armazenagem de contêineres e áreas de “pré-stacking” para exportação, num total de 75.000 m<sup>2</sup>.

A área 8, localizada entre os cabeços 14 e 0 (3 berços sendo 1 para barcaças), tem como destinação operações de carga e descarga de fertilizantes (matérias-primas e derivados). Possui uma área de cais e uma esteira para descarga de fertilizantes.

Finalmente, tem-se a área 9 a qual destina-se a operações portuárias em geral. Localiza-se entre a extremidade sul do Porto Novo e a extremidade do TGL.

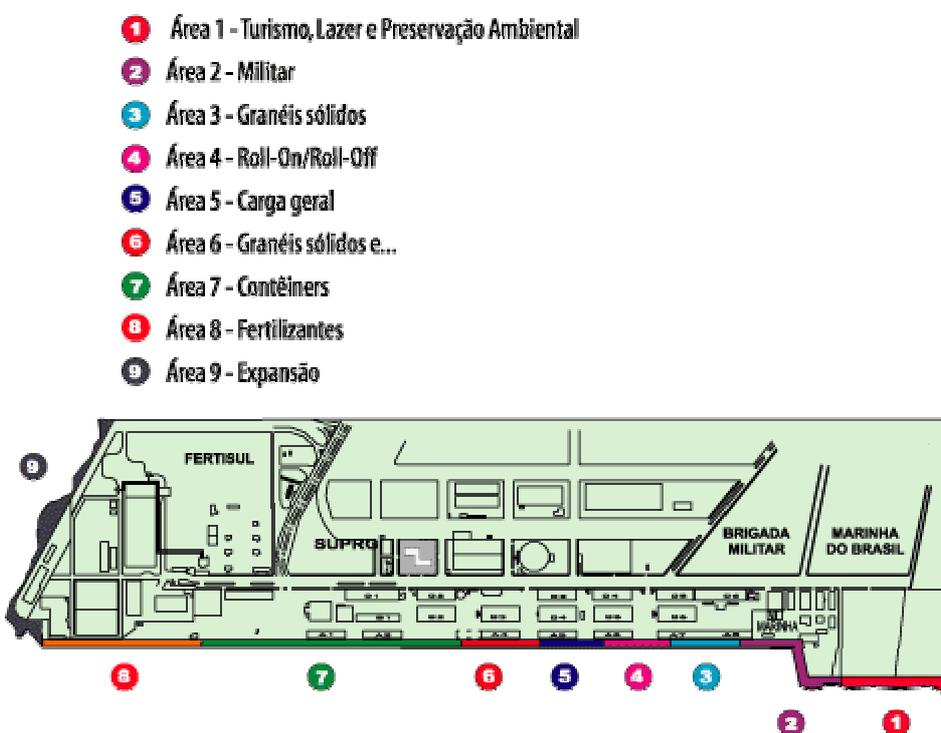


Figura 5.1 – Localização das áreas do Porto Novo do Rio Grande – SUPRG (2005).

Boa parte da infra-estrutura do Porto Novo era das décadas de 40 e 50. Sendo assim, a modernização tornou-se uma necessidade, pois somente atualizando-se, os resultados alcançados nos últimos anos em movimentação de cargas poderiam ser mantidos e até melhorados.

Devido a essa necessidade, o Porto Novo sofreu recentemente um processo de modernização, que juntamente com o prolongamento dos molhes e o aprofundamento do canal de acesso, possibilitarão um considerável aumento na movimentação de cargas.

## 5.2. PROJETO DE MODERNIZAÇÃO DO CAIS DO PORTO NOVO

O Projeto de Modernização do Cais do Porto Novo apresenta-se como um exemplo de projeto que tem como objetivo desenvolver e modernizar as instalações portuárias de Rio Grande, visando torná-lo um porto concentrador de cargas e incentivando assim o transporte transcontinental. Sua execução se deu no único setor público deste porto na atualidade, numa área de 450 metros de extensão. Este projeto foi desenvolvido com as seguintes finalidades:

- aprofundamento da cota batimétrica na linha de atracação da cota -10,00 para a cota -14,00 m, possibilitando a recepção de navios de até 75.000 TPB e calado de 40 pés;
- permitir a operação de navios dotados de propulsão lateral (“bow thruster”), visando reduzir os custos portuários pela dispensa de rebocadores;
- possibilitar a instalação de equipamentos portuários modernos, de grande capacidade e bitola ferroviária de 18 metros;
- construção de dois berços de 225 metros cada um, destinados a movimentação de fertilizantes e contêineres.

Descrição do projeto :

O projeto foi desenvolvido considerando o cais dividido em seis módulos, cada um com 75 metros de extensão. Cada módulo foi constituído por uma plataforma, rígida em seu plano, que interliga três blocos dotados de defensas e cabeços de amarração. Tanto a plataforma como os blocos possuem em sua parte posterior um paramento vertical para contenção do solo e mobilização de forças de atrito.

O conjunto apóia-se verticalmente sobre uma linha de estacas no mar e sobre apoios deslizantes instalados na parte superior do muro existente.

O muro existente continuará a absorver os empuxos do solo e da sobrecarga sobre o mesmo, mas será aliviado em sua parte superior pelo paramento solidário à plataforma e blocos.

O projeto previu ainda uma viga paralela ao cais (viga V3) apoiada sobre estacas Franki, na retaguarda do mesmo, que, juntamente com a viga disposta sobre as estacas no mar (viga V1), suportam as ações verticais de um guindaste tipo portainer e as transfere para uma linha de estacas em terra.

O estaqueamento no mar absorve essencialmente forças verticais, enquanto o estaqueamento em terra também absorve forças horizontais, sendo estas devidas ao guindaste.

As elevadas forças horizontais que atuam sobre a plataforma e os blocos, que têm como causa empuxos do solo sobre o paramento posterior, guindaste, amarração e atracação dos navios são absorvidas como segue:

- as forças perpendiculares ao cais, no sentido mar-terra, são transferidas pelo paramento posterior diretamente ao solo em contato com o mesmo;
- as forças perpendiculares ao cais, no sentido terra-mar, são absorvidas por grupos de tirantes que partem dos blocos e são ancorados no solo;
- as forças paralelas ao cais são absorvidas pelo atrito do solo com o paramento posterior. Aos tirantes será incorporada uma tração permanente especialmente para esta finalidade.

A sobrecarga vertical considerada é de 50 kN/m<sup>2</sup> conforme estabelecido na NBR 9782/1987 – Ações em Estruturas Portuárias Marítimas e Fluviais.

Neste trabalho estão apresentados os elementos constituintes da estrutura de uma forma resumida. Maiores detalhes podem ser encontrados em Eipeldaver et al (2000).

Na Figura 5.2, mostra-se um esquema de um dos módulos deste projeto. Neste esquema não é mostrado o estaqueamento Franki (sob a viga V3) e nem o muro de cais existente, para uma maior clareza visual. Estes dois componentes podem ser visualizados na Figura 5.3 que mostra uma seção transversal do cais.

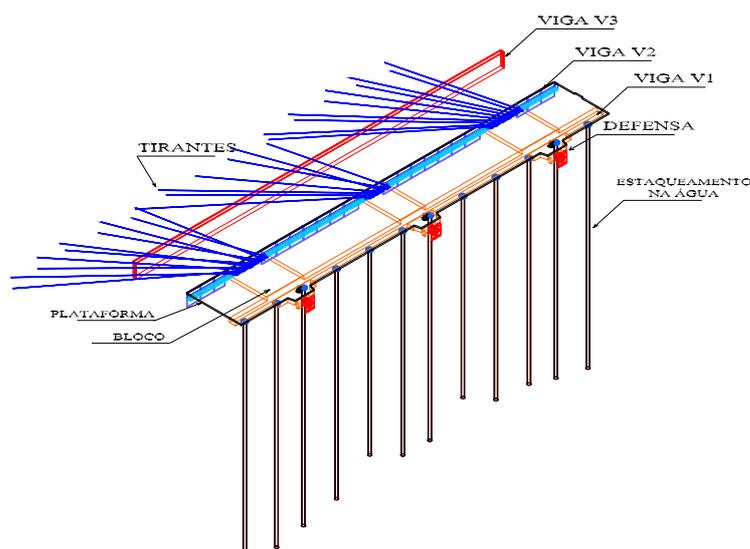


Figura 5.2 – Esquema de um módulo do cais – Lobo (2003).

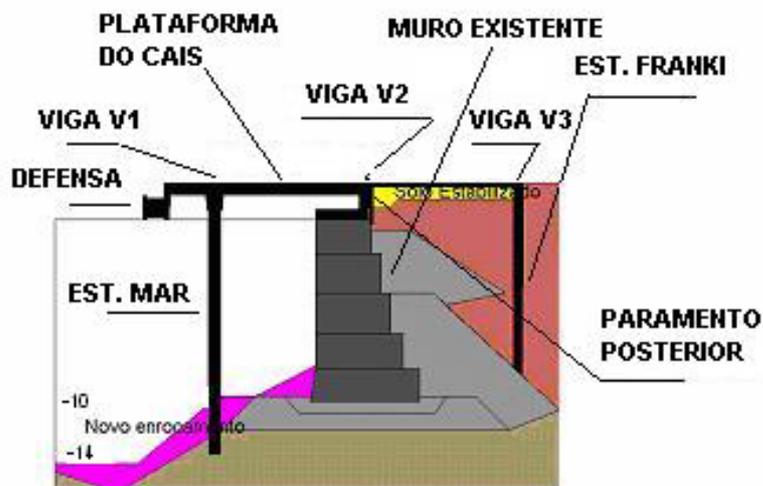


Figura 5.3 – Seção Transversal do Cais – Dias e Pinto (2002).

#### Estaqueamento em terra

Constituído por estacas verticais tipo Franki com 0,520 m de diâmetro (Figura 5.4). A carga de compressão máxima prevista para essas estacas foi de 1010 kN e o momento fletor máximo, atuando em qualquer direção, foi de 250 kN.m.



Figura 5.4 – Estaqueamento em terra.

## Estaqueamento na água

Formado por estacas mistas metálicas e de concreto armado. A região de concreto armado possui diâmetro externo de 0,7112 m (28”) com camisa metálica constituída por uma chapa com espessura 9,53 mm (da cota + 1,050 m à cota -21,000 m). O restante é formado por estaca metálica com 0,7112 m de diâmetro externo e espessura da chapa de 9,53 mm (da cota -21,000 ao pé). Conforme a concepção estrutural, as estacas são todas verticais.

Foi empregado um concreto com resistência característica  $f_{ck} \geq 30$  MPa e aço CA-50, com cobrimento de 5 cm.

A carga máxima de compressão que a estaca está submetida é de 3000 kN e o momento fletor máximo, em qualquer direção, é de 310 kNm.

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

A Figura 5.5 mostra um esquema da disposição construtiva destas estacas em um módulo de cais. As Figuras 5.6 a 5.11 mostram detalhes construtivos das mesmas.



Figura 5.5 – Disposição construtiva das estacas em um módulo do cais. – Lobo (2003).



Figura 5.6 – Cravação do tubo metálico.



Figura 5.7 – Limpeza do interior das Estacas.



Figura 5.8 – Armação das estacas.



Figura 5.9 – Concretagem da estaca 1.



Figura 5.10 - Concretagem da estaca 2.

Figura 5.11 - Concretagem da estaca 3.

#### Ancoragem no terreno

Nesta obra foram utilizados tirantes injetados, que formam um conjunto de peças especialmente montadas, tendo como componente principal um elemento resistente à tração, que foi introduzido no terreno em perfuração própria. Por meio de injeção de calda de cimento em parte dos elementos, forma-se um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

A ancoragem no terreno foi realizada por meio de tirantes de aço rosqueado tipo Rocsolo, com tensão de escoamento e ruptura de no mínimo 850 MPa e 888 MPa, respectivamente.

Todos os tirantes desta obra têm um comprimento de aproximadamente 40 m, sendo que destes, 20 m constituem o bulbo. Todos os elementos têm uma inclinação com a vertical de 60° e uma inclinação variável com a horizontal. Cada módulo deste cais apresenta o mesmo número e a mesma disposição dos tirantes. Outras características destes elementos são apresentadas abaixo:

- comprimento livre: 20 m;
- trecho ancorado: 20 m;
- diâmetro do tirante: 32 mm;

- diâmetro da perfuração: 38 mm;
- área efetiva: 804 mm<sup>2</sup>;
- carga de escoamento: 683,40 kN;
- carga de ruptura: 844,20 kN;
- carga de trabalho: 350 kN.

As figuras a seguir detalham os tirantes e sua execução.



Figura 5.12 – Tirantes.



Figura 5.13– Tubos guia para os tirantes.



Figura 5.14 – Execução dos tirantes.

#### Pavimento no retroporto:

Um dos objetivos deste projeto é a instalação de equipamentos portuários de grande capacidade e, sendo assim, houve a necessidade de fazer um reforço do pavimento do cais por meio da utilização de solo estabilizado na região situada entre a viga V2 e a viga V3. Este reforço se fez necessário para garantir a viabilidade econômica desta obra, que está centrada no aproveitamento do cais existente.

O equipamento previsto para atuar no cais é um guindaste Mannesmann-Demag HMK 2800/1000 kN. A transmissão de carga do guindaste para o pavimento ocorre de acordo com duas opções distintas: a primeira situação ocorre quando o guindaste está patolado e operando na sua capacidade de carga; a segunda situação ocorre quando o guindaste está trafegando sem carga. Essa segunda situação é crítica do ponto de vista do dimensionamento do pavimento, pois a pressão transmitida pelos pneus é localmente maior do que as pressões transmitidas pelas patolas.

A Figura 5.15 mostra o detalhamento de um eixo típico do guindaste (são 6 eixos no total). A carga total por eixo é de 585 kN e é distribuída uniformemente nos quatro pneus, de

modo que a carga por pneu é igual a 146,25 kN. A Figura 5.16 mostra o detalhe da transmissão da carga pelos pneus sobre o pavimento.

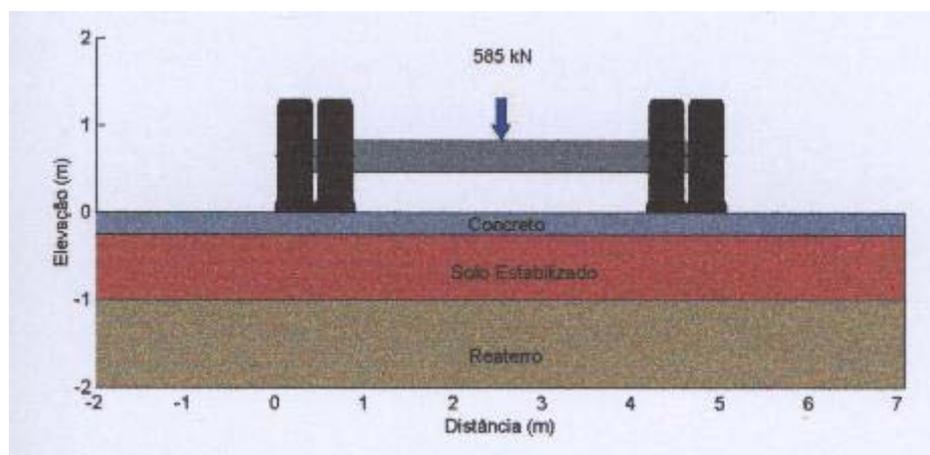


Figura 5.15 – Detalhe do eixo do guindaste. – Dias e Pinto (2002).

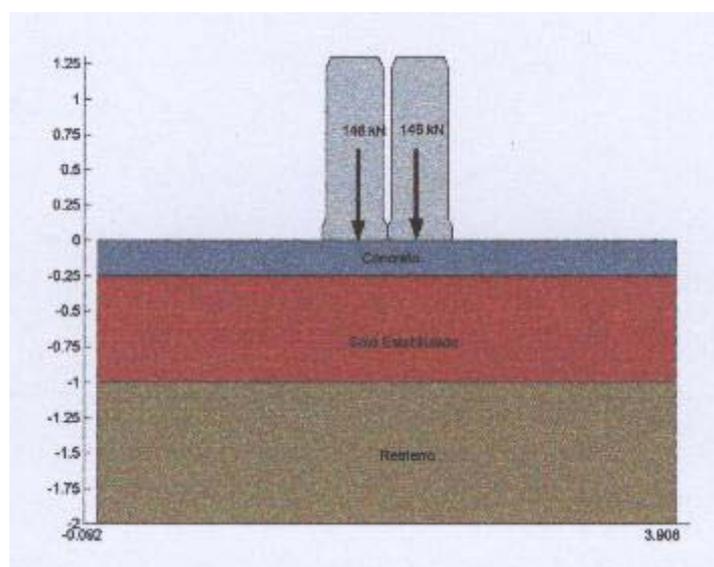


Figura 5.16 – Detalhe do carregamento dos pneus sobre o pavimento. – Dias e Pinto (2002).

O pavimento rígido é composto de uma placa de concreto armado de 0,25 m de espessura sobre uma base de concreto rolado, com espessura de 0,30 m, e, abaixo destas, uma camada de solo compactado com no mínimo 0,60 m de espessura. A camada de solo compactado apóia-se sobre o solo natural e o reaterro do cais. As espessuras dessas camadas foram dimensionadas para garantir que os recalques da superfície do pavimento sejam

aceitáveis, que a carga transmitida para o solo de reaterro não cause instabilidade do muro de gravidade e que as tensões resultantes do carregamento não ultrapassem a resistência do solo. A Figura 5.17 mostra as camadas constituintes deste pavimento.

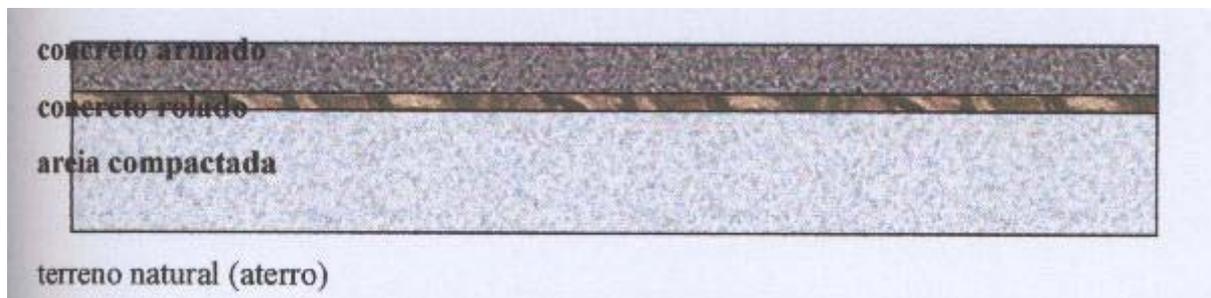


Figura 5.17 – Camadas do pavimento. - Dias e Pinto (2002).

### Superestrutura

A plataforma de concreto armado é constituída por seis módulos de 75 metros resultando dimensões de 450,0 x 11,2 m, tendo dezoito blocos de atracação com defensas e cabeços de amarração. A ela sobressaem os blocos em 1,20 m e além desses, as defensas, afastando a linha de atracação de aproximadamente 10,22 m em relação ao muro do cais atual. A construção de um talude com inclinação adequada permite a transição da cota -10,00 m do fundo do cais atual para a cota -14,00 m, o que possibilita a atracação de navios com até 40 pés de calado. Os trilhos do equipamento serão fixados nas duas vigas longitudinais da extremidade: viga V1, sobre estacas mistas em água e viga V3 sobre estacas tipo Franki em terra. A superestrutura é constituída pela integração entre estruturas pré-moldadas e “in loco”, com a finalidade de reduzir os custos da construção, pela diminuição significativa de escoramentos na água (somente os blocos necessitam de escoramento) e pelo encurtamento do prazo de execução, o que reduz significativamente os custos indiretos.

A superestrutura teve o seguinte princípio executivo: foram executadas as vigas V1 (parte pré-moldada e concretagem entre os pré-moldados até o nível destes - em duas fases) e V2 (em uma primeira fase). A seguir foram montados os pré-moldados Pi e os pré-moldados do paramento posterior, prosseguindo-se com a terceira fase de concretagem das vigas V1 e V2 e blocos internos/externos (50 cm de altura). Após, foi executada a quarta fase de concretagem, com concreto de maior resistência, a qual solidariza o conjunto, interligando as lajes Pi formando a plataforma do píer sem a necessidade de ser executada uma sobre-laje. A

viga V3 é uma estrutura independente. A finalidade da determinação desta ordem foi simplificar e acelerar a construção.

O projeto considerou a utilização de um concreto de maior resistência,  $f_{ck} \geq 35$  MPa, na última etapa de concretagem das estruturas “in loco” e nos pré-moldados das lajes Pi e paramento posterior, por serem estas, áreas sujeitas à abrasão em função das operações portuárias. Também pelo mesmo motivo, o cobrimento da armadura nesta mesma área foi de 5 cm. Os cantos vivos das estruturas foram chanfrados nas dimensões especificadas em projeto, evitando possíveis quebras. As Figuras 5.18 a 5.25 ilustram as fases de execução.



Figura 5.18 – Viga V1.



Figura 5.19 – Armadura da viga V2.



Figura 5.20 - Laje Pi 1ª fase.



Figura 5.21 – Montagem da laje Pi.



Figura 5.22 – Concretagem do bloco.



Figura 5.23 – Viga V3.



Figura 5.24 – Cais em acabamento.



Figura 5.25 – Plataforma do cais pronta

## Dragagem e enrocamento de proteção

A dragagem inicial para conformação do talude submerso foi executada com equipamentos sobre flutuante e com auxílio de uma draga de sucção.

O filtro e o enrocamento foram dimensionados objetivando permitir com segurança a operação de navios com propulsão lateral. O filtro é constituído de um geotêxtil, flange e de um colchão Reno sobrepostos. O geotêxtil é aplicado primeiro, e deve ser do tipo não tecido, com gramatura de 400 g/m<sup>2</sup> de polipropileno. Como este material é fornecido em rolos, ele foi cortado nas dimensões de cada colchão com flange e posteriormente fixado em toda a superfície inferior da flange (base do colchão mais abas de tela adicionais). Tal fixação foi feita com pontos de arames de amarração ou outro método qualquer que garanta a manutenção do posicionamento inicial do geotêxtil ao longo de todo o processo de instalação. Foram tomados cuidados durante o manuseio, para que não fosse sujo por lama ou graxa, fato este que poderia prejudicar sua permeabilidade.

A flange serve para auxiliar no processo de instalação do geotêxtil, que o deve envolver. As flanges de instalação foram confeccionadas em malha hexagonal de dupla torção, tipo 10 x 12, a partir de aços com baixo teor de carbono revestidos com a liga galfan, no diâmetro 2,0 mm e recobertos com PVC, de espessura mínima de 0,4 mm.

O colchão Reno é constituído por um pano único que forma a base, as paredes laterais e os diafragmas. Este colchão foi montado no próprio canteiro e preenchido com pedras limpas, compactas, não friáveis e não solúveis em água. As dimensões das pedras foram limitadas entre 1D, onde “D” é a distância entre as torções da malha, e 0,6S, onde “S” é a espessura do colchão. As pedras foram colocadas apropriadamente para reduzir ao máximo o índice de vazios até alcançar a altura de aproximadamente uma polegada acima das paredes do colchão, tomando-se o cuidado de não exceder esta altura, pois isto poderia dificultar a operação de fechamento dos colchões. Após esta etapa, foi realizado o completo fechamento dos colchões com as tampas fornecidas. Por fim, lançou-se este colchão totalmente montado até o local definido para a sua instalação com o auxílio de um equipamento tipo balancim. Esta fase foi realizada com o auxílio de mergulhadores visando conferir o perfeito posicionamento e continuidade da superfície a ser revestida.

A seguir, foi lançado o enrocamento com o uso de esteiras, posicionadas e manobradas por guindaste. O enrocamento é constituído por uma camada de 85 cm de espessura e as pedras possuem um peso médio de 1750 kN.

Devido ao método de dimensionamento adotado ser baseado em fórmulas empíricas, o uso de navios dotados de propulsão lateral, pode gerar esforços na estrutura de proteção não considerados no cálculo, para tal, se deve fazer um programa de monitoramento da resposta da estrutura de proteção.

## 6. PREVISÃO E OBSERVAÇÃO DAS ESTACAS DO MAR – PORTO NOVO DO RIO GRANDE

### 6.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Na obra de remodelação do cais do Porto Novo foram realizados ensaios de campo (SPT e Piezocone) e de laboratório (Caracterização, Adensamento e Triaxiais). As informações adquiridas com estes ensaios fornecem um subsídio para estudos detalhados das condições de drenagem e do comportamento mecânico do solo.

A presente dissertação dá uma maior ênfase ao resultado das sondagens SPT. Os resultados dos demais ensaios poderão ser encontrados em Dias (2000) e Lobo (2003).

#### Sondagens SPT

Foram feitas, na fase inicial, sondagens a cada 100 metros, tanto do lado do mar quanto em terra firme (lado do aterro). Foram executados 12 furos de sondagem, sendo que destes, 7 foram executados sob lâmina d'água (S1A, S2B, S3B, S4A, S5, S6 E S7) e 5 em terra firme (S8A, S9B, S10, S11 e S12C). A Tabela 6.1 mostra a variação do  $N_{SPT}$  para cada furo de sondagem. Os valores em *itálico* foram extrapolados.

Estas sondagens indicavam a presença de uma camada compressível entre 28 e 37 metros que foi classificada pela empresa executora como argila arenosa, com  $N_{SPT}$  médio de 7 golpes. A presença desta camada e sua resistência média eram, em muito, semelhantes ao da argila siltosa orgânica encontrada na área do Superporto, entre profundidades de 20 e 44 metros (Dias, 1979). Por este fato, decidiu-se pela retirada de amostras indeformadas para caracterização e determinação de parâmetros de compressibilidade e de resistência. Com base nos resultados dos ensaios de caracterização, de adensamento e triaxiais, Dias (2000) caracterizou esta camada como areia argilosa e não argila arenosa.

Tabela 6.1 – Variação do  $N_{SPT}$  para cada furo de sondagem.

Sondagem – 1º Etapa												
z (m)	S1A	S2B	S3B	S4A	S5	S6	S7	S8A	S9B	S10	S11	S12C
0	-	-	-	-	-	-	-	16	0	0	14	0
1	-	-	-	-	-	-	-	7	14	9	24	12
2	-	-	-	-	-	-	-	16	11	13	22	20
3	-	-	-	-	-	-	-	20	19	20	15	4
4	-	-	-	-	-	-	-	38	16	5	4	4
5	-	-	-	-	-	-	-	9	16	6	6	8
6	-	-	-	-	-	-	-	9	2	9	9	8
7	-	-	-	-	-	-	-	6	3	5	7	9
8	-	-	-	-	-	-	-	8	3	2	6	6
9	-	-	-	-	-	-	-	20	4	3	7	9
10	1	1	1	1	1	1	1	18	4	5	7	5
11	1	1	1	1	1	1	1	30	6	18	6	7
12	16	1	1	1	1	1	2	30	7	22	5	8
13	16	17	16	20	1	11	12	28	11	46	5	8
14	29	33	26	28	4	27	30	12	16	38	8	10
15	17	23	36	37	22	33	21	8	24	24	9	12
16	33	27	33	36	21	36	37	8	27	27	26	22
17	36	34	21	28	23	26	32	30	34	22	33	38
18	27	32	37	80	25	90	26	35	45	33	38	35
19	27	22	62	31	22	56	55	34	50	38	48	41
20	45	30	27	19	26	24	20	20	45	45	52	44
21	31	42	15	36	24	39	35	12	30	47	47	56
22	62	35	7	56	24	42	52	12	32	51	33	41
23	21	42	27	32	44	20	20	20	19	53	45	40
24	29	21	32	35	26	35	41	21	20	32	35	47
25	14	35	42	21	39	36	25	33	48	45	48	45
26	23	18	19	18	11	19	80	23	42	50	46	48
27	15	31	15	8	10	20	138	34	21	60	58	60
28	6	16	15	6	8	7	138	15	22	7	77	90
29	6	10	8	8	9	9	8	12	15	6	29	21
30	7	7	8	6	8	10	8	12	3	6	10	6
31	8	7	8	9	11	10	11	8	4	6	5	6
32	8	9	8	8	10	8	8	10	4	6	5	5
33	9	8	9	10	16	10	9	10	6	7	6	6
34	10	8	8	14	31	16	17	9	4	5	4	4
35	18	13	31	29	31	31	36	14	4	5	7	6
36	30	30	38	38	47	104	50	7	6	8	8	8
37	96	41	48	41	62	62	36	6	10	9	10	8
38	90	62	43	49	41	33	52	28	17	18	29	19
39	42	35	66	59	180	63	58	37	33	30	53	31
40	128	90	100	40	-	168	60	66	58	48	54	29
41	750	120	168	87	-	-	150	62	72	47	84	82
42	-	180	210	187	-	-	-	187	62	56	102	49
43	-	-	-	-	-	-	-	-	95	120	-	120

Considerando estes dados, foram traçados dois perfis longitudinais, respectivamente no mar (a 6 metros da face do cais antigo) e em terra (a 20 metros da face do cais), mostrados nas Figuras 6.1 e 6.2.

Posteriormente, foram solicitadas novas sondagens em terra, formando assim, um total de três linhas de sondagem em terra distanciadas de 10 metros, conforme ilustrado na Figura 6.3. A Tabela 6.2 mostra a variação do  $N_{SPT}$  para cada furo destas novas sondagens.

Com estas sondagens, pode-se determinar mais dois perfis longitudinais em terra, representados pelas Figuras 6.4 e 6.5.

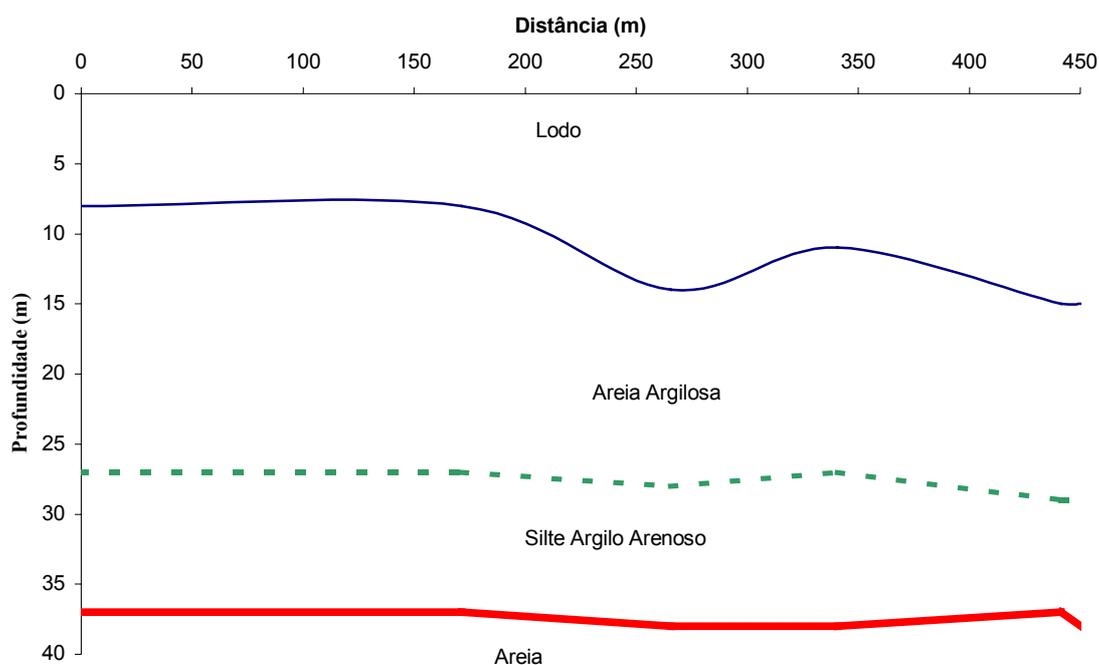


Figura 6.1 – Perfil longitudinal terra.

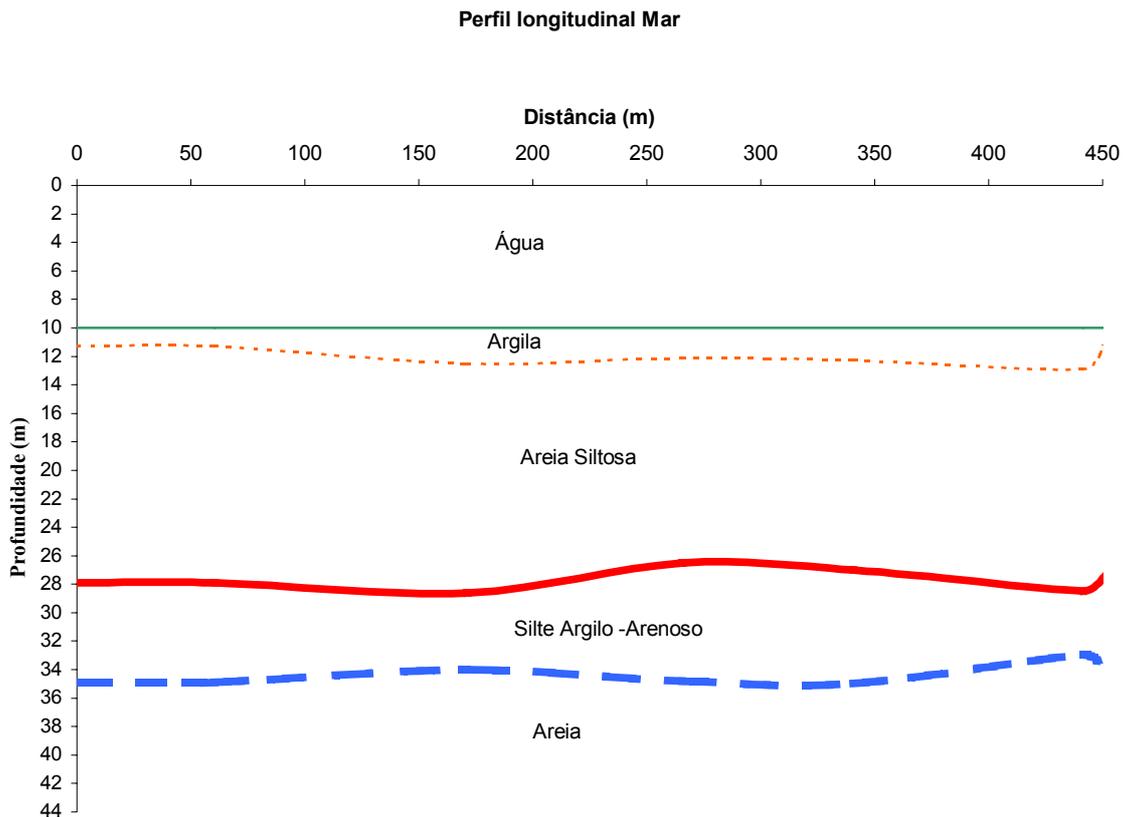


Figura 6.2 – Perfil longitudinal mar.

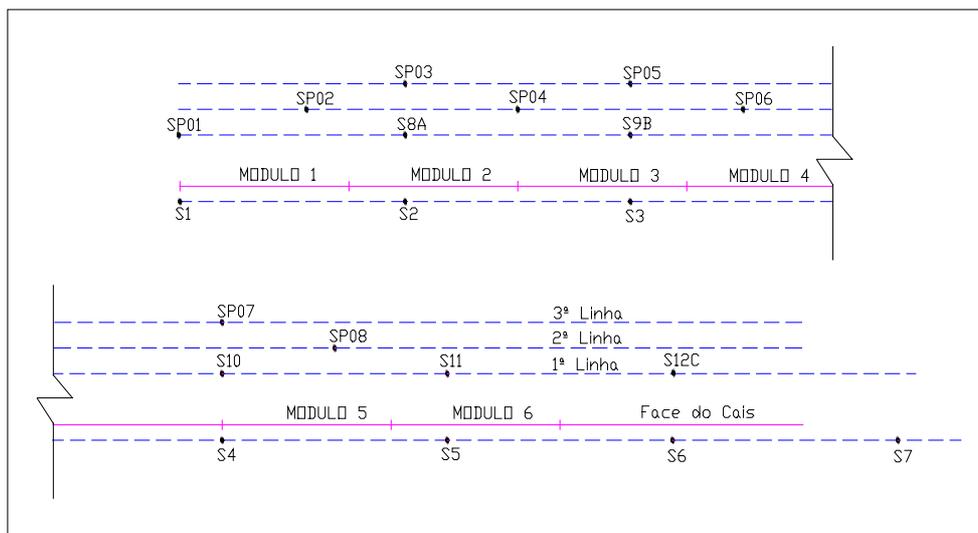


Figura 6.3 – Linhas de sondagem.

Tabela 6.2 – Variação do  $N_{SPT}$  para cada furo de sondagem.

<b>Sondagem - 2º Etapa</b>								
<b>Z (m)</b>	<b>SP 01</b>	<b>SP 02</b>	<b>SP 03</b>	<b>SP 04</b>	<b>SP 05</b>	<b>SP 06</b>	<b>SP 07</b>	<b>SP 08</b>
<b>0</b>	13	17	24	20	14	8	23	17
<b>1</b>	11	13	14	7	7	10	6	14
<b>2</b>	5	4	12	7	4	11	12	5
<b>3</b>	6	3	6	4	6	6	4	4
<b>4</b>	3	4	2	4	4	5	4	5
<b>5</b>	3	3	2	4	4	5	4	4
<b>6</b>	4	1	2	1	4	2	10	3
<b>7</b>	3	3	3	2	3	2	5	4
<b>8</b>	4	4	4	3	4	3	4	4
<b>9</b>	4	5	4	3	5	3	1	4
<b>10</b>	4	1	2	7	2	1	1	2
<b>11</b>	3	1	2	8	3	2	5	2
<b>12</b>	28	26	17	10	11	21	9	12
<b>13</b>	26	23	21	18	16	18	14	15
<b>14</b>	23	28	21	23	19	23	17	19
<b>15</b>	18	32	28	29	26	23	21	21
<b>16</b>	18	16	21	15	16	50	18	15
<b>17</b>	24	23	25	24	21	37	27	24
<b>18</b>	23	17	21	27	24	39	34	31
<b>19</b>	25	28	28	26	24	31	34	34
<b>20</b>	39	46	39	41	37	17	38	20
<b>21</b>	44	46	45	41	38	28	35	36
<b>22</b>	29	29	33	31	31	23	32	32
<b>23</b>	28	48	42	40	37	33	-	33
<b>24</b>	8	10	10	-	12	31	-	42

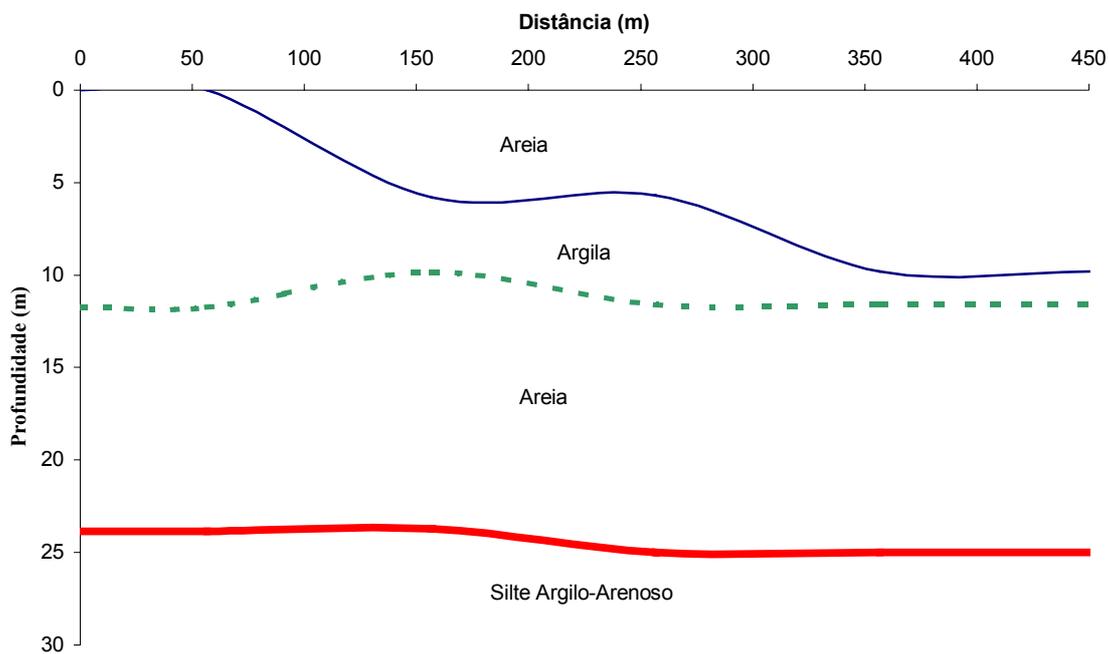


Figura 6.4 – Perfil longitudinal terra na 2º linha de sondagem.

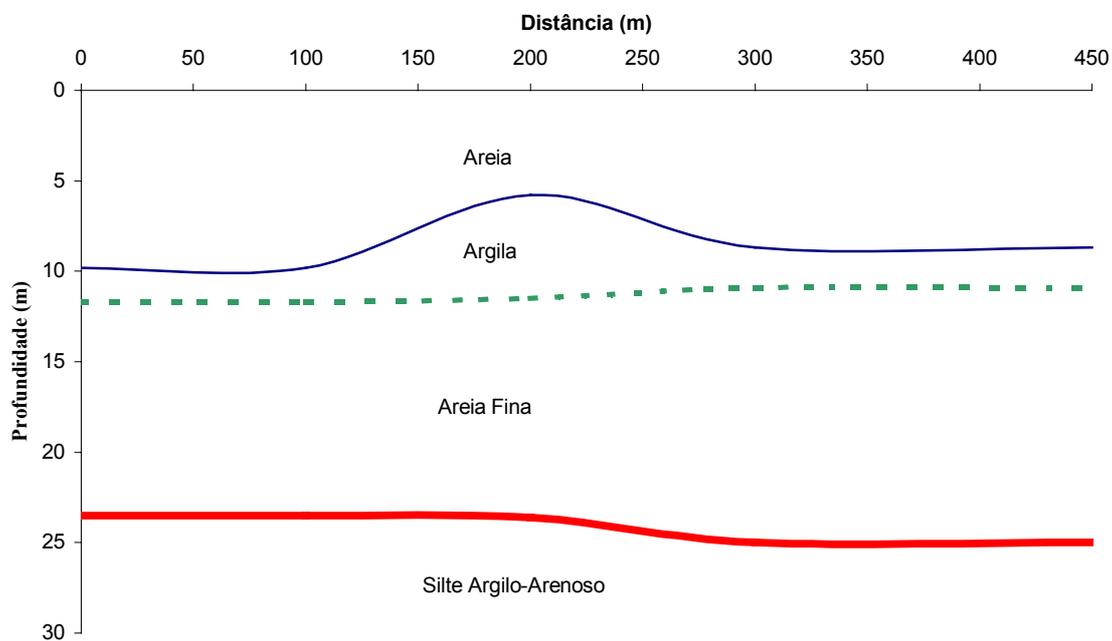


Figura 6.5 – Perfil longitudinal terra na 3º linha de sondagem.

## 6.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ESTACAS

O estaqueamento em água na obra de Remodelação do Cais do Porto Novo é constituído de tubos de aço cravados, que posteriormente tiveram seu interior parcialmente armado e preenchido com concreto. Estas estacas recebem a denominação de Estacas Mistas por serem compostas de dois elementos estruturais diferentes (aço e concreto armado).

Os comprimentos previstos para os tubos de aço foram estabelecidos com base nas sondagens geotécnicas e previu-se que a nega especificada no projeto seria atingida aproximadamente entre as cotas -44,0 a -45,0 m.

As estacas metálicas cravadas foram confeccionadas em chapas de aço dobradas de seção circular (tubos), com diâmetro externo de 71,12 cm, com espessura de parede de 0,953 cm e tendo área nominal de aço da seção transversal de 209,967 cm<sup>2</sup>.

Este tipo de estaca foi adotado pelo projetista por permitir uma cravação fácil, provida de baixa vibração e não tendo maiores problemas quanto à manipulação, transporte, emendas e cortes.

A capacidade de carga estrutural do aço pode ser obtida pela expressão abaixo:

$$Q_f = F_{yk} \cdot A_{\text{útil}} / 2 \quad (6.1)$$

Na expressão (6.1),  $F_{yk}$  é a tensão característica do aço e  $A_{\text{útil}}$  é a área útil do perfil.

A área útil do perfil corresponde à área da seção transversal descontada de 1,50 mm de espessura de cada lado em contato com o solo. Esta redução é recomendada pela NBR 6122/1996 e deve-se ao fato deste perfil estar em contato com um meio agressivo.

Com estes dados, obtém-se a capacidade de carga de cada elemento estrutural, que neste caso é de 6500 kN. Para o cálculo da capacidade de carga estrutural não foi considerado o acréscimo de capacidade de carga devido ao concreto armado existente em parte do fuste, apenas a participação do aço.

No local da cravação de cada estaca, foi efetuada uma minuciosa verificação para a detecção de enrocamento e, nos casos de ocorrência de obstáculos, foi efetuada a limpeza, antecedendo a cravação do tubo. A detecção foi feita através de dragagem com “air lift”, com o cuidado de não pôr em risco a estabilidade do muro do cais existente, sempre com auxílio de mergulhadores.

Antes de se iniciar a cravação das estacas, foram verificadas, além da locação, o bate-estacas e seus acessórios, a equipe para a operação, a energia de cravação prevista, os perfis de sondagem, a verticalidade e as demais características geométricas da estaca.

Após a estaca atingir a nega prevista esta foi arrasada na cota definida em projeto. Seguem as seguintes etapas:

- limpeza com “air lift” em seu interior até a cota definida no projeto;
- concretagem da “rolha”;
- limpeza do tubo;
- inserção da “gaiola” de armação;
- concretagem com auxílio de tubo “tremie”.

Após verificar as especificações de projeto, o próximo passo no controle de qualidade de um estaqueamento é o acompanhamento da cravação, e este se dá primeiramente estudando as características do elemento estrutural e sua interação com o solo. Este estudo é completado pelo controle “in situ” da capacidade de carga.

O controle da capacidade de carga “in situ” foi realizado na fase de cravação pelas fórmulas de nega (gráficos de cravação) e por provas de carga dinâmica em um número mínimo de estacas como preconizado pela NBR 6122/1996. O enfoque teórico destes modos de controle é apresentado no Capítulo 3, e os resultados obtidos, no item 6.4.

### **6.3. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS ATRAVÉS DE MÉTODO ESTÁTICO**

Ao se estudar uma fundação por estacas é necessário, em primeiro lugar, caracterizar o objeto em estudo. Na visão tradicional de engenharia estrutural, a capacidade de carga de um estaqueamento é condicionada à resistência do elemento estrutural que se encontra em contato com o solo. Já na visão geotécnica, verifica-se que o fator determinante da capacidade de carga é a resistência do sistema formado pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve.

Neste contexto, a previsão da capacidade de carga de uma estaca pode ser obtida pelo menor dos dois valores que uma carga aplicada a uma estaca provoca: colapso ou escoamento do solo que lhe dá suporte ou do elemento estrutural que o compõe.

Como geralmente o solo é o elo mais fraco deste binômio, entende-se que a capacidade de carga de uma estaca está diretamente relacionada à sua profundidade e às características geotécnicas do maciço de solo que a envolve.

Por esta razão é que não se deve pré-fixar o valor da carga admissível de uma estaca somente tendo conhecimento da resistência do seu material. O que se pode pré-determinar é o valor da resistência estrutural do elemento, ficando a carga admissível dependente do tipo de solo e da profundidade de instalação.

Para prever a capacidade de carga de uma estaca submetida a um carregamento vertical, deve-se estimar as parcelas de resistência geradas ao longo do fuste e a parcela gerada ao nível de sua ponta. Somando estas parcelas, pode-se chegar ao valor da sua capacidade de carga. Para tal, deve-se determinar os valores destas resistências.

Existem Métodos Racionais e Semi-empíricos para esta análise. Nos Métodos Semi-empíricos os valores destas tensões são obtidos através de correlações empíricas ou semi-empíricas, junto com algum tipo de ensaio “in situ”. Nos Métodos Racionais, as principais características de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos são avaliadas através de ensaios “in situ” ou de laboratório e a capacidade de carga é determinada através de formulação teórica ou experimental.

O método utilizado nesta dissertação é o de Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993). Este é um Método Semi-empírico, pois os valores destas tensões são determinados a partir de ensaios de sondagem à percussão (ensaio SPT).

Na aplicação deste método, deve-se ter um cuidado especial na caracterização do tipo de solo envolvido, pois para solos semelhantes, são atribuídos valores bem diferentes de “k”, resultando capacidades de carga bem distintas. Para tal, para cada furo de sondagem foi delimitada uma área de ação, fazendo com que cada estaca tenha um furo de sondagem representativo. A área de ação de cada furo é mostrada na Figura 6.6.

Por este estaqueamento ser constituído de estacas de ponta aberta, encontrou-se uma outra dificuldade, que é o modo com que a camada de solo que penetrou no interior influenciou na capacidade de carga da estaca. Há duas hipóteses básicas para este comportamento, uma pressupõe que este solo tenha se comportado como uma bucha, fazendo com que este elemento se comporte como uma estaca de ponta fechada. A outra, pressupõe que este solo ofereça algum atrito interno, não existindo assim nenhum acréscimo de carga na ponta da estaca. Deste modo, optou-se pelo cálculo da capacidade de carga supondo as duas hipóteses. Pode-se considerar um valor médio entre os valores obtidos pelas duas hipóteses.

Deve-se considerar ainda que a capacidade de carga estrutural final deverá ser maior, pois no cálculo não se está considerando a concretagem até a profundidade de 21 metros.

Na hipótese do embuchamento da estaca considerou-se o  $N_{SPT}$  da ponta como sendo a média da variação do  $N_{SPT}$  um diâmetro acima e um abaixo do nível da ponta. Esta consideração justifica-se por ter sido feita por Laprovitera (1988) e Benegas (1993) quando determinaram os valores dos coeficientes adotados.

Na hipótese do não embuchamento da estaca, considerou-se que o solo que ia penetrando no seu interior não tinha suas propriedades modificadas em função da sua compactação dentro do fuste. Decidiu-se por este procedimento porque seria muito difícil de se ter parâmetros para avaliar este comportamento. Convém ressaltar que esta suposição nem sempre vai a favor da segurança, visto que este solo apresenta uma camada de argila que ao ser comprimida gera de excesso de poro-pressão. Outra consideração admitida foi que o solo existente no início da camada interna do fuste é o mesmo encontrado no início do perfil, ou seja, a partir do instante que a estaca foi penetrando no terreno, ela foi levando consigo as diferentes camadas de solo atravessadas.

Para o cálculo da resistência característica de cada módulo, que é a resistência tal que apenas 5% das resistências encontradas são menores do que ela, foram utilizadas as seguintes expressões, retiradas da NBR 12655/1992:

- Para grandes amostras

$$Rk = Rm - 1,645\sigma \quad (6.2)$$

- Para pequenas amostras

$$Rk = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (6.3)$$

Na expressão (6.3) deve-se considerar ainda as seguintes desigualdades:

$$Rk \geq \Psi_6 \cdot f_1 \quad (6.4)$$

e

$$Rk \leq 0,85 \cdot R_m \quad (6.5)$$

Nas expressões (6.2) e (6.3),  $R_k$  representa a resistência característica,  $R_m$  a resistência média,  $\sigma$  o desvio padrão,  $m$  a metade do número de elementos,  $f_1, f_2, \dots, f_m$  a capacidade de carga de cada elemento e  $\Psi_6$  um fator em função da condição de execução obtido a partir de uma tabela.

Explicações e restrições quanto as expressões (6.2) e (6.3), podem ser encontradas na NBR 12655/1992. As Tabelas 6.3 e 6.4 apresentam os resultados para o caso da aplicação da expressão (6.2). Já as Tabelas 6.5 e 6.6 contém os resultados referentes a expressão (6.3). Os cálculos de capacidade de carga podem ser vistos em Lobo (2003).

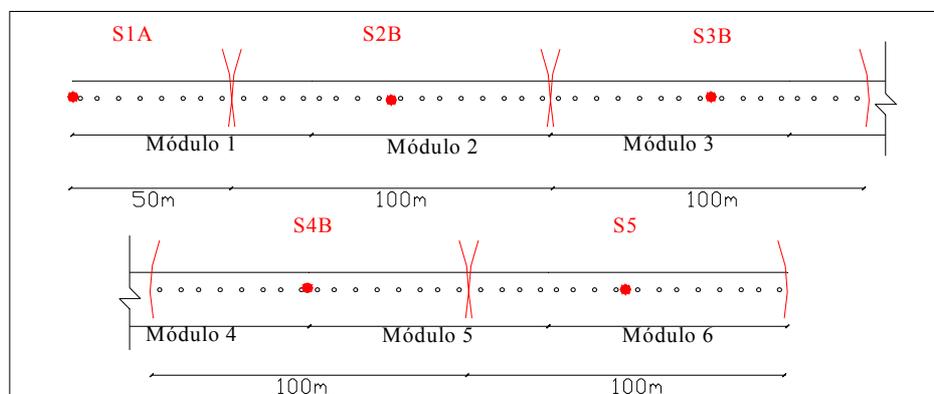


Figura 6.6- Área de ação de cada furo de sondagem.

Tabela 6.3 – Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – Rk para grandes amostras.

Estaca	Solicit (kN)	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Módulo 4	Módulo 5	Módulo 6
1	3000	14335,1	7935,1	15399,0	21065,1	8800,9	22513,7
2	3000	18788,5	24671,4	20983,1	8694,0	4806,3	7916,7
3	3000	14335,1	17773,6	20983,1	7485,5	6897,1	17291,5
4	3000	14335,1	17773,6	21065,1	15481,0	7840,7	24101,2
5	3000	3988,7	21581,0	15520,2	10584,2	7840,7	7916,7
6	3000	12845,2	21581,0	15520,2	11152,4	10454,3	6018,5
7	3000	12845,2	24671,4	21104,4	8966,5	8800,4	7342,8
8	3000	3988,7	21581,0	10857,7	10655,0	6896,6	7916,7
9	3000	7986,9	24671,4	21104,4	10655,0	12871,8	7916,7
10	3000	9954,7	17773,6	21104,4	8800,9	12871,8	7916,7
11	3000	17773,6	21581,0	15520,2	10655,0	7916,7	6067,6
12	3000	21581,0	24671,4	21104,4	7840,7	24061,6	6067,6
Média		12729,8	20522,1	18355,5	11002,9	10004,9	10748,9
$\sigma$		5487,7	4809,5	3573,3	3796,7	502,,0	6588,0
CV (%)		43	23	19	35	50	61
Rk (kN)		3702,6	12610,5	12477,5	4757,4	1747,0	-88,3

Tabela 6.4 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – Rk para grandes amostras.

Estaca	Solicit (kN)	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Módulo 4	Módulo 5	Módulo 6
1	3000	7640,2	5980,5	7076,2	8345,0	6377,6	7294,7
2	3000	9164,2	10234,7	8360,5	5700,8	5409,2	4881,8
3	3000	7640,2	7866,0	9309,6	5196,2	5130,3	6480,6
4	3000	7640,2	7932,5	8522,4	7178,9	5964,1	7166,9
5	3000	4827,9	9241,1	7256,9	7661,3	6151,7	4516,2
6	3000	6437,8	9241,1	7256,9	6894,0	6994,0	3876,8
7	3000	6409,0	10293,8	8600,3	6880,9	6629,7	4220,3
8	3000	4827,9	9241,1	6297,2	7105,4	5992,3	4828,9
9	3000	6457,9	10293,8	8600,3	6963,5	5046,0	4881,8
10	3000	6032,0	7866,0	8600,3	6547,0	5046,0	4828,9
11	3000	7762,5	9241,1	7256,9	7001,9	4881,8	3789,0
12	3000	9122,8	9016,2	8600,3	5964,1	9866,9	3789,0
Média		6996,9	8870,6	7978,1	6786,6	6124,1	5046,2
$\sigma$		1424,9	1269,7	902,7	852,2	1365,0	1252,3
CV (%)		20	14	11	13	22	25
Rk (kN)		4653,0	6782,0	6493,2	5384,7	3878,7	2986,2

Tabela 6.5 – Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – Rk para pequenas amostras.

Estaca	Solicit (kN)	Modulo 1	Modulo 2	Modulo 3	Modulo 4	Modulo 5	Modulo 6
1	3000	14335,1	7935,1	15399,0	21065,1	8800,9	22513,7
2	3000	18788,5	24671,4	20983,1	8694,0	4806,3	7916,7
3	3000	14335,1	17773,6	20983,1	7485,5	6897,1	17291,5
4	3000	14335,1	17773,6	21065,1	15481,0	7840,7	24101,2
5	3000	3988,7	21581,0	15520,2	10584,2	7840,7	7916,7
6	3000	12845,2	21581,0	15520,2	11152,4	10454,3	6018,5
7	3000	12845,2	24671,4	21104,4	8966,5	8800,4	7342,8
8	3000	3988,7	21581,0	10857,7	10655,0	6896,6	7916,7
9	3000	7986,9	24671,4	21104,4	10655,0	12871,8	7916,7
10	3000	9954,7	17773,6	21104,4	8800,9	12871,8	7916,7
11	3000	17773,6	21581,0	15520,2	10655,0	7916,7	6067,6
12	3000	21581,0	24671,4	21104,4	7840,7	24061,6	6067,6
<b>Média</b>		12729,8	20522,1	18355,5	11002,9	10004,9	10748,9
<b><math>\sigma</math></b>		5487,7	4809,5	3573,3	3796,7	5020,0	6588,0
<b>CV (%)</b>		43	23	19	35	50	61
<b>Rk</b>		3908,9	11553,8	10640,5	7335,8	5795,9	5898,0

Tabela 6.6 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – Rk para pequenas amostras.

Estaca	Solicit (kN)	Modulo 1	Modulo 2	Modulo 3	Modulo 4	Modulo 5	Modulo 6
1	3000	7640,2	5980,5	7076,2	8345,0	6377,6	7294,7
2	3000	9164,2	10234,7	8360,5	5700,8	5409,2	4881,8
3	3000	7640,2	7866,0	9309,6	5196,2	5130,3	6480,6
4	3000	7640,2	7932,5	8522,4	7178,9	5964,1	7166,9
5	3000	4827,9	9241,1	7256,9	7661,3	6151,7	4516,2
6	3000	6437,8	9241,1	7256,9	6894,0	6994,0	3876,8
7	3000	6409,0	10293,8	8600,3	6880,9	6629,7	4220,3
8	3000	4827,9	9241,1	6297,2	7105,4	5992,3	4828,9
9	3000	6457,9	10293,8	8600,3	6963,5	5046,0	4881,8
10	3000	6032,0	7866,0	8600,3	6547,0	5046,0	4828,9
11	3000	7762,5	9241,1	7256,9	7001,9	4881,8	3789,0
12	3000	9122,8	9016,2	8600,3	5964,1	9866,9	3789,0
<b>Média</b>		6996,9	8870,7	7978,2	6786,6	6124,1	5046,2
<b><math>\sigma</math></b>		1424,9	1269,7	902,7	852,2	1365,0	1252,3
<b>CV (%)</b>		20	14	11	13	22	25
<b>Rk</b>		4955,9	6223,4	6171,3	5221,6	4784,2	3713,2

Observando-se as tabelas acima, verifica-se uma discrepância muito grande em relação aos valores encontrados. Tal disparidade provoca, inclusive, valores inadmissíveis para a resistência característica (Rk). Observa-se que, quando os desvios padrões (ou os coeficientes de variação) são muito grandes, mesmo tendo-se todos os valores da amostra superiores à carga admissível, pode se chegar a valores calculados de Rk até negativos.

Considerando a resistência dos materiais empregados, a capacidade de carga das estacas deve ser truncada no valor máximo que os materiais resistem. A resistência máxima do tubo de aço é de 6500 kN, enquanto que a estaca já concretada suporta 17780 kN. Sendo assim, de acordo com o comportamento da estacas, truncou-se os valores das estacas consideradas como embuchadas em 17780 kN, enquanto que as consideradas não embuchadas tiveram seus valores truncados em 6500 kN.

As Tabelas 6.7 e 6.8 apresentam os resultados de resistência característica encontrados após a truncagem, para a expressão para grandes amostras. Já as Tabelas 6.9 e 6.10 trazem os resultados de resistência característica encontrados após a truncagem para a expressão para pequenas amostras

Tabela 6.7 - Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – Valores Truncados – Rk para grandes amostras.

<b>Estaca</b>	<b>Solicit (kN)</b>	<b>Módulo 1</b>	<b>Módulo 2</b>	<b>Módulo 3</b>	<b>Módulo 4</b>	<b>Módulo 5</b>	<b>Módulo 6</b>
<b>1</b>	3000	14335,1	7935,1	15399,0	17780,0	8800,9	17780,0
<b>2</b>	3000	17780,0	17780,0	17780,0	8694,0	4806,3	7916,7
<b>3</b>	3000	14335,1	17773,6	17780,0	7485,5	6897,1	17291,5
<b>4</b>	3000	14335,1	17773,6	17780,0	15481,0	7840,7	17780,0
<b>5</b>	3000	3988,7	17780,0	15520,2	10584,2	7840,7	7916,7
<b>6</b>	3000	12845,2	17780,0	15520,2	11152,4	10454,3	6018,5
<b>7</b>	3000	12845,2	17780,0	17780,0	8966,5	8800,4	7342,8
<b>8</b>	3000	3988,7	17780,0	10857,7	10655,0	6896,6	7916,7
<b>9</b>	3000	7986,9	17780,0	17780,0	10655,0	12871,8	7916,7
<b>10</b>	3000	9954,7	17773,6	17780,0	8800,9	12871,8	7916,7
<b>11</b>	3000	17773,6	17780,0	15520,2	10655,0	7916,7	6067,6
<b>12</b>	3000	17780,0	17780,0	17780,0	7840,7	17780,0	6067,6
<b>Média</b>		12329,0	16958,0	16439,8	10729,2	9481,4	9827,6
<b><math>\sigma</math></b>		4910,9	2841,5	2074,8	3050,2	3526,2	4761,7
<b>CV (%)</b>		39	17	13	28	37	48
<b>Rk (kN)</b>		4250,6	12283,8	13026,7	5711,6	3680,8	1994,7

Tabela 6.8 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – Valores Truncados – Rk para grandes amostras.

Estaca	Solicit (kN)	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Módulo 4	Módulo 5	Módulo 6
1	3000	6500,0	5980,5	6500,0	6500,0	6377,6	6500,0
2	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5700,8	5409,2	4881,8
3	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5196,2	5130,3	6480,6
4	3000	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	5964,1	6500,0
5	3000	4827,9	6500,0	6500,0	6500,0	6151,7	4516,2
6	3000	6437,8	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	3876,8
7	3000	6409,0	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	4220,3
8	3000	4827,9	6500,0	6297,2	6500,0	5992,3	4828,9
9	3000	6457,9	6500,0	6500,0	6500,0	5046,0	4881,8
10	3000	6032,0	6500,0	6500,0	6500,0	5046,0	4828,9
11	3000	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	4881,8	3789,0
12	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5964,1	6500,0	3789,0
Média		6166,1	6456,7	6483,1	6280,1	5791,6	4924,4
$\sigma$		638,6	150,0	58,5	431,2	644,7	1033,4
CV (%)		10	2	9	7	11	21
Rk (kN)		5115,5	6210,0	6386,8	5570,7	4731,1	3224,5

Tabela 6.9 - Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada – Valores Truncados – Rk para pequenas amostras.

Estaca	Solicit (kN)	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Módulo 4	Módulo 5	Módulo 6
1	3000	14335,1	7935,1	15399,0	17780,0	8800,9	17780,0
2	3000	17780,0	17780,0	17780,0	8694,0	4806,3	7916,7
3	3000	14335,1	17773,6	17780,0	7485,5	6897,1	17291,5
4	3000	14335,1	17773,6	17780,0	15481,0	7840,7	17780,0
5	3000	3988,7	17780,0	15520,2	10584,2	7840,7	7916,7
6	3000	12845,2	17780,0	15520,2	11152,4	10454,3	6018,5
7	3000	12845,2	17780,0	17780,0	8966,5	8800,4	7342,8
8	3000	3988,7	17780,0	10857,7	10655,0	6896,6	7916,7
9	3000	7986,9	17780,0	17780,0	10655,0	12871,8	7916,7
10	3000	9954,7	17773,6	17780,0	8800,9	12871,8	7916,7
11	3000	17773,6	17780,0	15520,2	10655,0	7916,7	6067,6
12	3000	17780,0	17780,0	17780,0	7840,7	17780,0	6067,6
Média		12329,0	16958,0	16439,8	10729,2	9481,4	9827,6
$\sigma$		4910,9	2841,5	2074,8	3050,2	3526,2	4761,7
CV (%)		39	17	13	28	37	48
Rk (kN)		3908,9	13834,3	11346,9	7335,8	8624,8	8353,5

Tabela 6.10 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada – Valores Truncados – Rk para pequenas amostras.

Estaca	Solicit (kN)	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Módulo 4	Módulo 5	Módulo 6
1	3000	6500,0	5980,5	6500,0	6500,0	6377,6	6500,0
2	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5700,8	5409,2	4881,8
3	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5196,2	5130,3	6480,6
4	3000	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	5964,1	6500,0
5	3000	4827,9	6500,0	6500,0	6500,0	6151,7	4516,2
6	3000	6437,8	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	3876,8
7	3000	6409,0	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	4220,3
8	3000	4827,9	6500,0	6297,2	6500,0	5992,3	4828,9
9	3000	6457,9	6500,0	6500,0	6500,0	5046,0	4881,8
10	3000	6032,0	6500,0	6500,0	6500,0	5046,0	4828,9
11	3000	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	4881,8	3789,0
12	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5964,1	6500,0	3789,0
Média		6166,1	6456,7	6483,1	6280,1	5791,6	4924,4
$\sigma$		638,6	150,0	58,5	431,2	644,7	1033,4
CV (%)		10	2	9	7	11	21
Rk (kN)		4956,0	5488,2	5510,6	5338,0	4784,2	3713,2

As Tabelas 6.11 e 6.12 trazem uma comparação entre os valores encontrados para os dois métodos empregados na obtenção da resistência característica:

Tabela 6.11 – Quadro resumo dos diferentes procedimentos de cálculo estatístico para estacas consideradas como embuchadas.

Estaca considerada como embuchada				
Módulo	Rk Aoki-Velloso (grandes amostras) (kN)	Rk Aoki-Velloso (grandes amostras) truncados (kN)	Rk Aoki-Velloso (pequenas amostras) (kN)	Rk Aoki-Velloso (pequenas amostras) filtrados (kN)
1	3702,6	4250,6	3908,9	3908,9
2	12610,5	12283,8	11553,8	13834,3
3	12477,5	13026,7	10640,5	11346,9
4	4757,4	5711,6	7335,8	7335,8
5	1747,0	3680,8	5795,9	8624,8
6	-88,3	1994,7	5898,0	8353,5

Tabela 6.12 – Quadro resumo dos diferentes procedimentos de cálculo estatístico para as estacas consideradas como não embuchadas.

<b>Estaca considerada como não embuchada</b>				
<b>Módulo</b>	<b>Rk Aoki-Velloso (grandes amostras) (kN)</b>	<b>Rk Aoki-Velloso (grandes amostras) truncados (kN)</b>	<b>Rk Aoki-Velloso (pequenas amostras) (kN)</b>	<b>Rk Aoki-Velloso (pequenas amostras) truncados (kN)</b>
<b>1</b>	4653,0	5115,5	4955,9	4956,0
<b>2</b>	6782,0	6210,0	6223,4	5488,2
<b>3</b>	6493,2	6386,8	6171,3	5510,6
<b>4</b>	5384,7	5570,7	5221,6	5338,0
<b>5</b>	3878,7	4731,1	4784,2	4784,2
<b>6</b>	2986,2	3224,5	3713,3	3713,2

A fim de avaliar as possíveis causas para a dispersão nos valores encontrados para a resistência característica, optou-se pela construção de um gráfico, que relacionasse a profundidade de cravação de cada estaca, com a camada na qual a ponta se encontra. A Figura 6.7 apresenta este gráfico. Os valores das cotas e da resistência de cada estaca são mostrados nas Tabelas 6.13 a 6.18.

Tabela 6.13 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 1.

<b>Módulo</b>	<b>Estaca</b>	<b>Estaca Embuchada Q (kN)</b>	<b>Estaca Não Embuchada Q (kN)</b>	<b>Profundidade da Ponta (m)</b>	<b>Profundidade da Bucha (m)</b>	<b>Média entre Embuchada e Não Embuchada</b>
<b>1</b>	1	14335,1	7640,2	39,60	20,65	10987,6
	2	18788,5	9164,2	42,13	14,77	13976,3
	3	14335,1	7640,2	40,04	11,79	10987,6
	4	14335,1	7640,2	39,68	12,75	10987,6
	5	3988,7	4827,9	35,27	20,95	4408,3
	6	12845,2	6437,8	38,67	17,81	9641,5
	7	12845,2	6409,0	38,79	13,85	9627,1
	8	3988,7	4827,9	34,57	15,45	4408,3
	9	7986,9	6457,9	38,35	15,25	7222,4
	10	9954,7	6032,0	38,95	13,95	7993,4
	11	17773,6	7762,5	40,62	12,75	12768,0
	12	21581,0	9122,8	42,10	10,85	15351,9
		<b>Média</b>	12729,8	6996,9		

Tabela 6.14 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 2.

<b>Módulo</b>	<b>Estaca</b>	<b>Estaca Embuchada Q (kN)</b>	<b>Estaca Não Embuchada Q (kN)</b>	<b>Profundidade da Ponta (m)</b>	<b>Profundidade da Bucha (m)</b>	<b>Média entre Embuchada e Não Embuchada</b>
2	1	793,5,1	5980,5	38,34	18,05	6957,8
	2	24671,4	10234,7	43,15	13,25	17453,0
	3	17773,6	7866,0	41,48	15,15	12819,8
	4	17773,6	7932,5	41,81	13,05	12853,0
	5	21581,0	9241,1	41,75	15,45	15411,0
	6	21581,0	9241,1	42,20		15411,0
	7	24671,4	10293,8	42,65	14,55	17482,6
	8	21581,0	9241,1	41,90	15,26	15411,0
	9	24671,4	10293,8	42,70	13,89	17482,6
	10	17773,6	7866,0	40,70	16,17	12819,8
	11	21581,0	9241,1	41,80	17,64	15411,0
	12	24671,4	9016,2	42,90	15,09	16843,8
		<b>Média</b>	20522,1	8870,6		

Tabela 6.15 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 3.

<b>Módulo</b>	<b>Estaca</b>	<b>Estaca Embuchada Q (kN)</b>	<b>Estaca Não Embuchada Q (kN)</b>	<b>Profundidade da Ponta (m)</b>	<b>Profundidade da Bucha (m)</b>	<b>Média entre Embuchada e Não Embuchada</b>
3	1	15399,0	7076,2	40,18		11237,6
	2	20983,1	8360,5	40,88		14671,8
	3	20983,1	9309,6	41,68	13,15	15146,3
	4	21065,1	8522,4	40,68	15,22	14793,7
	5	15520,2	7256,9	40,31	13,41	11388,5
	6	15520,2	7256,9	40,48	17,39	11388,5
	7	21104,4	8600,3	40,60	15,68	14852,3
	8	10857,7	6297,2	39,26	21,96	8577,5
	9	21104,4	8600,3	40,78	17,03	14852,3
	10	21104,4	8600,3	40,98	17,95	14852,3
	11	15520,2	7256,9	40,28	16,60	11388,5
	12	21104,4	8600,3	40,58	19,20	14852,3
		<b>Média</b>	18355,5	7978,1		

Tabela 6.16 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 4.

Módulo	Estaca	Estaca Embuchada Q (kN)	Estaca Não Embuchada Q (kN)	Profundidade da Ponta (m)	Profundidade da Bucha (m)	Média entre Embuchada e Não Embuchada
4	1	21065,1	8345,0	40,88	22,60	14705,0
	2	8694,0	5700,8	37,90	22,20	7197,4
	3	7485,5	5196,2	36,90	23,70	6340,9
	4	15481,0	7178,9	40,29	19,40	11330,0
	5	10584,2	7661,3	40,33	21,60	9122,7
	6	11152,4	6894,0	39,40	21,10	9023,2
	7	8966,5	6880,9	38,80	27,30	7923,7
	8	10655,0	7105,4	39,80	20,70	8880,2
	9	10655,0	6963,5	40,47	18,90	8809,3
	10	8800,9	6547,0	37,85	23,70	7673,9
	11	10655,0	7001,9	39,80	22,70	8828,5
	12	7840,7	5964,1	37,55	22,60	6902,4
	<b>Média</b>	11002,9	6786,6			8894,8

Tabela 6.17 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 5.

Módulo	Estaca	Estaca Embuchada Q (kN)	Estaca Não Embuchada Q (tkN)	Profundidade da Ponta (m)	Profundidade da Bucha (m)	Média entre Embuchada e Não Embuchada
5	1	8800,9	6377,6	37,94	22,90	7589,2
	2	4806,3	5409,2	34,90	21,90	5107,8
	3	6897,1	5130,3	36,20	25,00	6013,7
	4	7840,7	5964,1	36,80	22,60	6902,4
	5	7840,7	6151,7	36,90	21,10	6996,2
	6	10454,3	6994,0	39,90	14,70	8724,1
	7	8800,4	6629,7	37,60	17,20	7715,0
	8	6896,6	5992,3	35,60	20,10	6444,4
	9	12871,8	5046,0	37,60	21,30	8958,9
	10	12871,8	5046,0	37,90	17,80	8958,9
	11	7916,7	4881,8	37,05	22,00	6399,3
	12	24061,6	9866,9	37,20		16964,3
	<b>Média</b>	10004,9	6124,1			8064,5

Tabela 6.18 – Relação entre os valores da capacidade de carga com os comprimentos das estacas – Módulo 6.

<b>Módulo</b>	<b>Estaca</b>	<b>Estaca Embuchada Q (kN)</b>	<b>Estaca Não Embuchada Q (kN)</b>	<b>Profundidade da Ponta (m)</b>	<b>Profundidade da Bucha (m)</b>	<b>Média entre Embuchada e Não Embuchada</b>
6	1	22513,7	7294,7	37,20		14904,2
	2	7916,7	4881,8	37,40	18,50	6399,3
	3	17291,5	6480,6	38,60	25,20	11886,0
	4	24101,2	7166,9	40,90	16,70	15634,0
	5	7916,7	4516,2	37,50	13,10	6216,5
	6	6018,5	3876,8	35,50	17,20	4947,7
	7	7342,8	4220,3	36,10	19,60	5781,5
	8	7916,7	4828,9	37,20	20,00	6372,8
	9	7916,7	4881,8	36,85	18,80	6399,3
	10	7916,7	4828,9	37,35	21,30	6372,8
	11	6067,6	3789,0	34,60	21,50	4928,3
	12	6067,6	3789,0	35,07		4928,3
		<b>Média</b>	10748,9	5046,2		

Através do gráfico da Figura 6.7, observa-se que os módulos mais problemáticos apresentam uma dispersão maior entre as profundidades das pontas das estacas, principalmente aquelas cujas pontas ficaram próximas ao limite entre a camada de silte argilo arenoso e a camada de areia. Estes fatores ocasionaram um desvio padrão muito grande, o que resultou em resistências características baixas. Valores muito altos da capacidade de carga, no caso de algumas estacas, também contribuíram para um desvio padrão alto. Verifica-se que após a truncagem, de um modo geral, houve uma melhora nos resultados obtidos.

No entanto, ao analisar-se os resultados obtidos aplicando o procedimento para pequenas amostras (como recomenda a NBR 12655/1992), obtém-se valores mais consistentes para a resistência característica da obra. Assim, propõe-se esta alteração no processo sugerido por Aoki (2002), sempre que os coeficientes de variação ultrapassem valores de 20%.

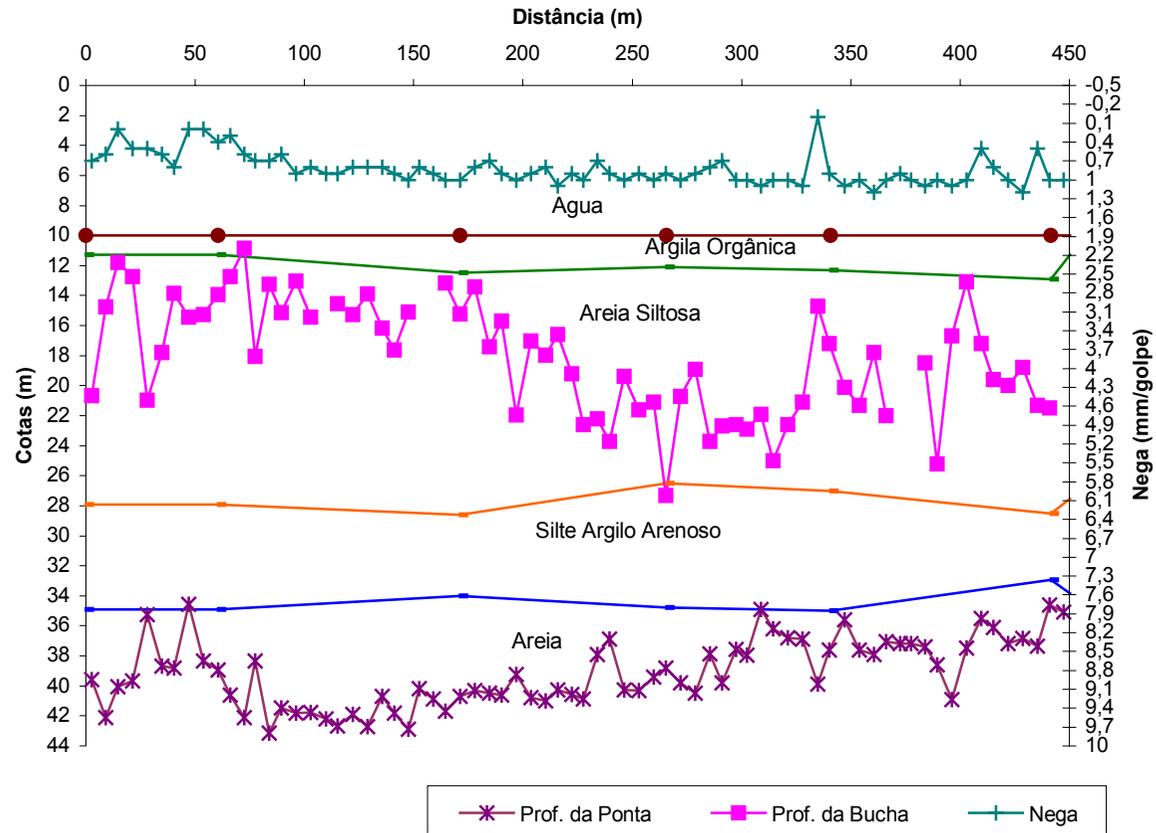


Figura 6.7 – Perfil do solo com a indicação da profundidade das cotas e com a nega de cada estaca.

#### **6.4. CONTROLE DE CRAVAÇÃO ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DAS FÓRMULAS DINÂMICAS**

A partir de dados da prova de carga dinâmica realizada no local, e também pelos métodos empíricos de cálculo de capacidade de carga aplicados a estas estacas, espera-se chegar a alguma conclusão sobre o modo de transferência da carga para o solo. A seguir será apresentada uma breve discussão sobre o tema.

Para que se possa entender o comportamento de uma fundação profunda, neste caso de uma estaca isolada, é de suma importância o conhecimento da interação solo-estrutura. É fundamental que se trate o conjunto solo-estrutura como um único sistema constituído de dois materiais diferentes.

O mecanismo de funcionamento deste sistema está baseado na forma de transferência de carga da estaca para o solo que se dá na interface destes dois elementos. Sabe-se que nas estacas, esta transferência se dá por tensões de contatos normais à sua base e também por tensões cisalhantes paralelas à superfície do fuste.

Como neste estaqueamento as estacas são de ponta aberta, há um outro fator a se considerar que é o comportamento da coluna de solo que penetra no seu interior, denominada de bucha (plug). A bucha interfere no desempenho da cravabilidade e também na forma de distribuição das resistências, formando assim um mecanismo ainda mais complexo de interação solo-estaca.

Na Figura 6.8 pode-se observar as possíveis combinações de distribuição de resistências que o solo pode oferecer no caso da estaca se comportar como uma estaca embuchada ou não. Na figura em questão, no caso “a” é apresentada a distribuição de resistências considerando a estaca como não embuchada e, no caso “b”, está apresentada a distribuição considerando o embuchamento.

Outro fator importante deste mecanismo é a posição da superfície indeslocável em relação à base da fundação. Quanto mais próxima a estaca está da superfície indeslocável menor será a sua interação com o solo, visto que surgirão menores deformações no maciço.

Neste perfil de solo, o indeslocável é representado por uma camada de areia compacta, presente na profundidade de aproximadamente 40 metros.

Nas Tabelas 6.19 a 6.24, apresentam-se os dados necessários para um estudo do modo de interação do elemento estrutural com o solo e a Figura 6.9 apresenta o esquema de uma estaca, para um melhor entendimento dos dados apresentados.

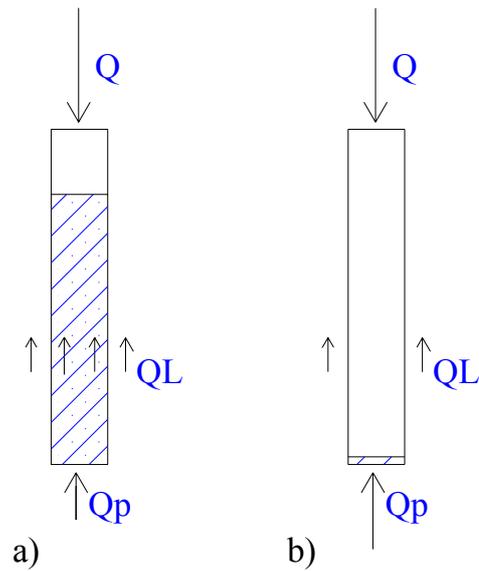


Figura 6.8- Possíveis combinações de distribuição de resistências. a- Estaca Não Embuchada e b – Estaca Embuchada – Niyama (1991).

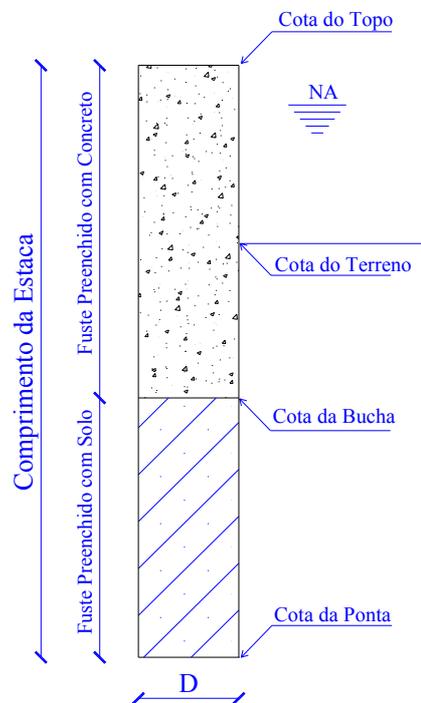


Figura 6.9 – Esquema da estaca para a condição não embuchada– Lobo (2003).

Tabela 6.19 – Controle de cravação – Módulo 1.

Estaca	Cota do Topo (m)	Cota da Bucha (m)	Cota do Terreno (m)	Cota da Ponta (m)	Penetração (m)	Comp de concreto (m)	Comp de solo (m)	L total (m)
1	1,05	-21,00	-9,81	-39,60	29,79	22,05	18,60	40,65
2	1,05	-21,00	-9,86	-42,13	32,27	22,05	21,13	43,18
3	1,05	-21,00	-9,82	-40,04	30,22	22,05	19,04	41,09
4	1,05	-21,00	-9,82	-39,68	29,86	22,05	18,68	40,73
5	2,05	-21,00	-9,82	-35,27	25,45	23,05	14,27	37,32
6	2,05	-21,00	-9,80	-38,67	28,87	23,05	17,67	40,72
7	0,90	-21,60	-9,82	-38,79	28,97	22,50	17,19	39,69
8	0,90	-21,35	-9,81	-34,57	24,76	22,25	13,22	35,47
9	0,90	-20,30	-9,88	-38,35	28,47	21,20	18,05	39,25
10	0,90	-21,75	-9,81	-38,95	29,14	22,65	17,20	39,85
11	0,90	-21,82	-9,83	-40,62	30,79	22,72	18,80	41,52
12	0,90	-20,40	-9,84	-42,10	32,26	21,30	21,70	43,00

Tabela 6.20 – Controle de cravação – Módulo 2.

Estaca	Cota do Topo (m)	Cota da Bucha (m)	Cota do Terreno (m)	Cota da Ponta (m)	Penetração (m)	Comp de concreto (m)	Comp de solo (m)	L total (m)
1	0,90	-20,80	-9,81	-38,34	28,53	21,70	17,54	39,24
2	0,90		-9,82	-43,15	33,33			44,05
3	0,90	-20,50	-9,83	-41,48	31,65	21,40	20,98	42,38
4	0,90	-20,20	-9,81	-41,81	32,00	21,10	21,61	42,71
5	0,90	-20,10	-9,83	-41,75	31,92	21,00	21,65	42,65
6	0,90	-20,15	-9,20	-42,20	33,00	21,05	22,05	43,10
7	0,90	-20,25	-9,83	-42,65	32,82	21,15	22,40	43,55
8	0,90	-20,20	-9,73	-41,90	32,17	21,10	21,70	42,80
9	0,90	-20,42	-9,53	-42,70	33,17	21,32	22,28	43,60
10	0,90	-20,20	-9,30	-40,70	31,40	21,10	20,50	41,60
11	0,90	-20,42	-9,25	-41,80	32,55	21,32	21,38	42,70
12	0,90	-20,14	-9,25	-42,90	33,65	21,04	22,76	43,80

Tabela 6.21 – Controle de cravação – Módulo 3.

Estaca	Cota do Topo (m)	Cota da Bucha (m)	Cota do Terreno (m)	Cota da Ponta (m)	Penetração (m)	Comp. de concreto (m)	Comp de solo (m)	L total (m)
1	0,90	-20,45	-9,84	-40,18	30,34	21,35	19,73	41,08
2	0,90	-20,85	-9,85	-40,88	31,03	21,75	20,03	41,78
3	0,90	-20,20	-9,83	-41,68	31,85	21,10	21,48	42,58
4	0,90	-20,30	-9,78	-40,68	30,90	21,20	20,38	41,58
5	0,90	-20,25	-9,78	-40,31	30,53	21,15	20,06	41,21
6	0,90	-20,06	-9,83	-40,48	30,65	20,96	20,42	41,38
7	0,90	-20,45	-9,82	-40,60	30,78	21,35	20,15	41,50
8	0,90	-22,05	-9,84	-39,26	29,42	22,95	17,21	40,16
9	0,90	-20,25	-9,81	-40,78	30,97	21,15	20,53	41,68
10	0,90	-20,40	-9,82	-40,98	31,16	21,30	20,58	41,88
11	0,90	-20,44	-9,83	-40,28	30,45	21,34	19,84	41,18
12	0,90	-20,35	-9,81	-40,58	30,77	21,25	20,23	41,48

Tabela 6.22 – Controle de cravação – Módulo 4.

Estaca	Cota do Topo (m)	Cota da Bucha (m)	Cota do Terreno (m)	Cota da Ponta (m)	Penetração (m)	Comp de concreto (m)	Comp de solo (m)	L total (m)
1	0,90	-22,63	-9,82	-40,88	31,06	23,53	18,25	41,78
2	0,90	-22,25	-9,80	-37,90	28,10	23,15	15,65	38,80
3	0,90	-22,85	-9,80	-36,90	27,10	23,75	14,05	37,80
4	0,90	-20,45	-9,81	-40,29	30,48	21,35	19,84	41,19
5	0,90	-21,78	-9,82	-40,33	30,51	22,68	18,55	41,23
6	0,90	-21,39	-9,82	-39,40	29,58	22,29	18,01	40,30
7	0,90	-22,27	-9,84	-38,80	28,96	23,17	16,53	39,70
8	0,90	-20,70	-9,82	-39,80	29,98	21,60	19,10	40,70
9	0,90	-23,75	-9,81	-40,47	30,66	24,65	16,72	41,37
10	0,90	-20,30	-9,81	-37,85	28,04	21,20	17,55	38,75
11	0,90	-22,95	-9,81	-39,80	29,99	23,85	16,85	40,70
12	0,90	-22,83	-10,00	-37,55	27,55	23,73	14,72	38,45

Tabela 6.23 – Controle de cravação – Módulo 5.

Estaca	Cota do Topo (m)	Cota da Bucha (m)	Cota do Terreno (m)	Cota da Ponta (m)	Penetração (m)	Comp. de concreto (m)	Comp de solo (m)	L total (m)
1	0,90	-22,90	-10,20	-37,94	27,74	23,80	15,04	38,84
2	0,90	-21,35	-10,20	-34,90	24,70	22,25	13,55	35,80
3	0,90	-25,15	-10,10	-36,20	26,10	26,05	11,05	37,10
4	0,90	-22,75	-10,10	-36,80	26,70	23,65	14,05	37,70
5	0,90	-21,15	-10,20	-36,90	26,70	22,05	15,75	37,80
6	0,90	-20,40	-10,10	-39,90	29,80	21,30	19,50	40,80
7	0,90	-20,45	-10,10	-37,60	27,50	21,35	17,15	38,50
8	0,90		-10,20	-35,60	25,40			36,50
9	0,90	-21,43	-10,20	-37,60	27,40	22,33	16,17	38,50
10	0,90		-10,10	-37,90	27,80			38,80
11	0,90	-21,16	-10,20	-37,05	26,85	22,06	15,89	37,95
12	0,90	-21,25	-9,20	-44,95	35,75	22,15	23,70	45,85

Tabela 6.24 – Controle de cravação – Módulo 6.

Estaca	Cota do Topo (m)	Cota da Bucha (m)	Cota do Terreno (m)	Cota da Ponta (m)	Penetração (m)	Comp de concreto (m)	Comp de solo (m)	L total (m)
1	0,90	-21,05	-9,10	-39,80	30,70	21,95	18,75	40,70
2	0,90	-21,22	-10,00	-37,40	27,40	22,12	16,18	38,30
3	0,90	-25,45	-10,20	-38,60	28,40	26,35	13,15	39,50
4	0,90	-21,26	-10,20	-40,90	30,7	22,16	19,64	41,80
5	0,90	-23,25	-10,20	-37,50	27,30	24,15	14,25	38,40
6	0,90	-20,67	-10,10	-35,50	25,40	21,57	14,83	36,40
7	0,90	-21,66	-10,20	-36,10	25,90	22,56	14,44	37,00
8	0,90	-21,98	-10,10	-37,20	27,10	22,88	15,22	38,10
9	0,90	-21,32	-10,20	-36,85	26,65	22,22	15,53	37,75
10	0,90	-21,77	-10,10	-37,35	27,25	22,67	15,58	38,25
11	0,90	-21,90	-10,20	-34,60	24,40	22,80	12,70	35,50
12	0,90	-21,83	-10,20	-35,07	24,87	22,73	13,24	35,97

Tradicionalmente, a carga de ruptura estática tem sido estimada indiretamente a partir de fórmulas dinâmicas de cravação, porém estas fórmulas permitem obter apenas a carga mobilizada para o nível de energia aplicado à estaca, variando em função da altura de queda do martelo. Por este motivo, cabe ressaltar que a carga estimada por este método não corresponde à carga de ruptura. As provas de carga dinâmicas são interessantes para verificar o comportamento de estacas quando cravadas, mas não substituem as análises por provas de carga estáticas.

As fórmulas de nega são de grande valia quando se pretende fazer um controle de uniformidade de um estaqueamento. A sua grande vantagem sobre os outros métodos é que pode ser realizado de forma simples e expedita, no próprio canteiro e no momento da cravação. Este método permite também avaliar e controlar a constância do sistema de cravação no momento em que este está sendo realizado.

O sistema de cravação adotado neste estaqueamento foi por percussão, utilizando um pilão automático (martelo a diesel) do tipo DELMAG D-44. A Figura 6.10 mostra um esquema de cravação com martelo a diesel.

O martelo a diesel possui maior capacidade de cravar estacas do que um de queda livre, porque o martelo a diesel aplica um impacto em maior frequência de golpes, que faz com que a mesma esteja em contínuo movimento durante a cravação. Este movimento contínuo permite vencer maiores resistências do solo.

Durante a cravação, podem ocorrer danos estruturais à estaca devido ao impacto do martelo. Com o objetivo de amortecer os golpes do pilão e uniformizar as tensões por ele aplicadas às estacas, instalou-se no topo destas um capacete dotado de cepo e coxim, conforme o mostra a Figura 6.11.

Foram utilizadas, dentre as várias fórmulas de nega, as fórmulas de Brix (expressão 2.3), dos Holandeses (expressão 2.4) e a dos Dinamarqueses (expressão 2.5). Para a fórmula de Brix é recomendado um fator de correção igual a 5, para a fórmula dos Holandeses igual a 6, e para Dinamarqueses 2, no caso de utilização de martelos a diesel na cravação. Nas Tabelas 6.25 a 6.30 são apresentados os valores mobilizados de resistência pela fórmula de Brix, nas Tabelas 6.31 a 6.36 pela fórmula dos Holandeses, e nas tabelas 6.37 a 6.42 os valores correspondentes à fórmula dos Dinamarqueses. Neste estaqueamento, a altura de queda foi estimada em função da parte visível do mesmo em relação à camisa externa em cada impulsão para cima do pistão. Para o cálculo das fórmulas de nega, adotou-se o valor de

1,2 m para efeito de comparação. As dimensões das estacas foram consideradas antes da cravação, ou seja, com 44 m de comprimento.

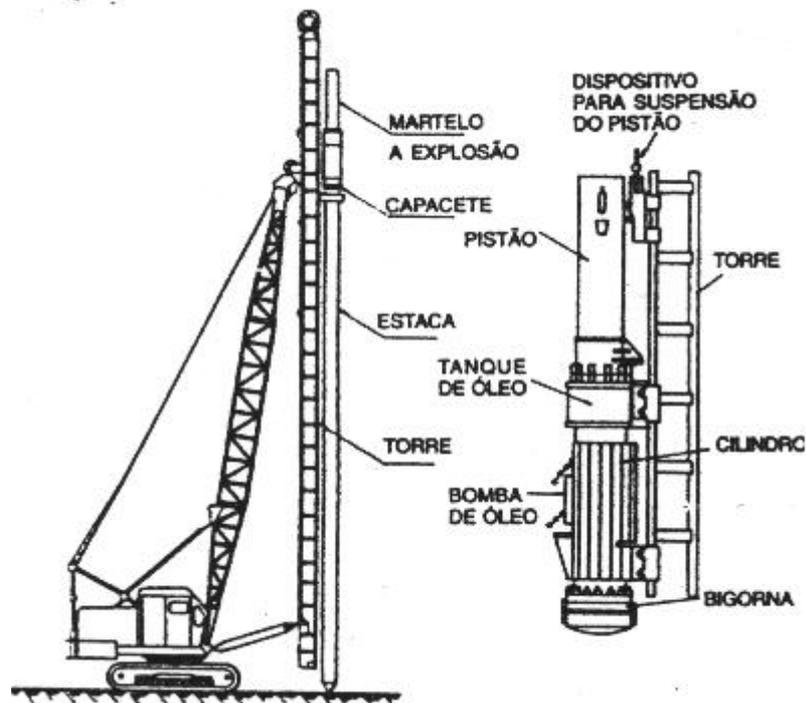


Figura 6.10 – Esquema de cravação com martelo a diesel – Hachich et al (1998).

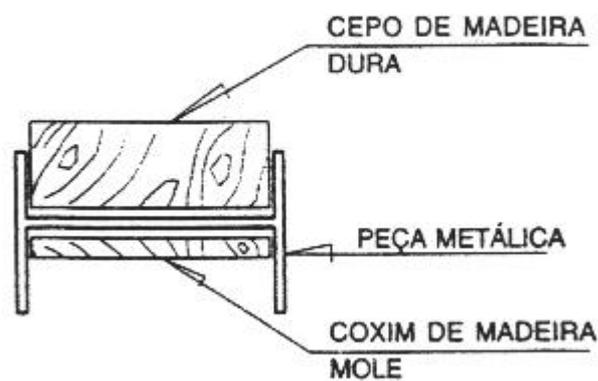


Figura 6.11 – Esquema de amortecimento – Hachich et al (1998).

Tabela 6.25 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 1.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>h (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qd (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	15588,0	3118,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	18186,0	3637,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,0002	54558,0	10912,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,0004	27279,0	5456,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0005	21823,0	4365,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	18186,0	3637,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,0002	54558,0	10912,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0002	54558,0	10912,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0004	27279,0	5456,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0003	36372,0	7274,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	18186,0	3637,0
<b>Média (kN)</b>					30018,0	6004,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					16027,0	3205,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					3653,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					53	

Tabela 6.26 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 2.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>h (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qd (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	15588,0	3118,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	15588,0	3118,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	18186,0	3637,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>Média (kN)</b>					13611,0	2722,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					2020,0	404,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					10288,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					148,0	

Tabela 6.27 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 3.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>h (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qd (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	15588,0	3118,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0011	9920,0	1984,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>Média (kN)</b>					12305,0	2461,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					1589,0	318,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					9691,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					12,9	

Tabela 6.28 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 4.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kn)</b>	<b>h (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qd (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	15588,0	3118,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	15588,0	3118,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>Média (kN)</b>					12322,0	2464,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					1737,0	347,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					9466,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					14	

Tabela 6.29 – Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 5.

Estaca	w (kN)	P (kN)	h (m)	s (m/golpe)	Qd (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
2	42,27	92,68	1,2	0,0011	9920,0	1984,0
3	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
4	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
5	42,27	92,68	1,2	0,0011	9920,0	1984,0
7	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
8	42,27	92,68	1,2	0,0011	9920,0	1984,0
9	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
10	42,27	92,68	1,2	0,0012	9093,0	1819,0
11	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
12	42,27	92,68	1,2	0,0009	12124,0	2425,0
<b>Média (kN)</b>					10696,0	2139,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					932,0	186,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					9163,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					8,7	

Tabela 6.30– Carga mobilizada segundo a fórmula de Brix – Módulo 6.

Estaca	w (kN)	P (kN)	h (m)	s (m/golpe)	Qd (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
2	42,27	92,68	1,2	0,0011	9920,0	1984,0
3	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
4	42,27	92,68	1,2	0,0011	9920,0	1984,0
5	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
6	42,27	92,68	1,2	0,0005	21823,0	4365,0
7	42,27	92,68	1,2	0,0008	13639,0	2728,0
8	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
9	42,27	92,68	1,2	0,0012	9093,0	1819,0
10	42,27	92,68	1,2	0,0005	21823,0	4365,0
11	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
12	42,27	92,68	1,2	0,001	10912,0	2182,0
<b>Média (kN)</b>					12641,0	2528,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					4421,0	884,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					5369,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					35	

Tabela 6.31 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 1.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>H (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qu (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	22697,0	3783,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	26480,0	4413,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,0002	79441,0	13240,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,0004	39720,0	6620,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0005	31776,0	5296,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	26480,0	4413,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,0002	79441,0	13240,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0002	79441,0	13240,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0004	39720,0	6620,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0003	52960,0	8827,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	26480,0	4413,0
<b>Média (kN)</b>					43708,0	7285,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					23337,0	3890,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					531,9,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					53	

Tabela 6.32 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 2.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>H (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qu (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	22697,0	3783,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	22697,0	3783,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,0006	26480,0	4413,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>Média (kN)</b>					19818,0	3303,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					2941,0	490,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					14980,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					15	

Tabela 6.33 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 3.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>H (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qu (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	22697,0	3783,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0011	14444,0	2407,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>Média (kN)</b>					17917,0	2986,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					2313,0	386,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					14111,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					13	

Tabela 6.34 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 4.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>H (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qu (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	22697,0	3783,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,0007	22697,0	3783,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>Média (kN)</b>					17942,0	2990,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					2529,0	421,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					13783,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					14	

Tabela 6.35 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 5.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>H (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qu (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0011	14444,0	2407,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,0011	14444,0	2407,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,0011	14444,0	2407,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0012	13240,0	2207,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,0009	17653,0	2942,0
<b>Média (kN)</b>					15574,0	2596,0
<b>Desvio Padrão (kN )</b>					1357,0	226,0
<b>Resistência Característica (kN )</b>					13342,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					8	

Tabela 6.36 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Holandeses – Módulo 6.

<b>Estaca</b>	<b>w (kN)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>H (m)</b>	<b>s (m/golpe)</b>	<b>Qu (kN)</b>	<b>Qadm (kN)</b>
<b>1</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>2</b>	42,27	92,68	1,2	0,0011	14444,0	2407,0
<b>3</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>4</b>	42,27	92,68	1,2	0,0011	14444,0	2407,0
<b>5</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>6</b>	42,27	92,68	1,2	0,0005	31776,0	5296,0
<b>7</b>	42,27	92,68	1,2	0,0008	19860,0	3310,0
<b>8</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>9</b>	42,27	92,68	1,2	0,0012	13240,0	2207,0
<b>10</b>	42,27	92,68	1,2	0,0005	31776,0	5296,0
<b>11</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>12</b>	42,27	92,68	1,2	0,001	15888,0	2648,0
<b>Média (kN)</b>					18406,0	306,8
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					6437,0	107,3
<b>Resistência Característica (kN)</b>					7817,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					35	

Tabela 6.37 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 1.

Estaca	w (kN)	L (m)	h (m)	s (m/golpe)	Qu (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	44,00	1,2	0,0007	5296,0	2648,0
2	42,27	44,00	1,2	0,0006	5358,0	2679,0
3	42,27	44,00	1,2	0,0002	5622,0	2811,0
4	42,27	44,00	1,2	0,0004	5487,0	2743,0
5	42,27	44,00	1,2	0,0005	5422,0	2711,0
6	42,27	44,00	1,2	0,0006	5358,0	2679,0
7	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
8	42,27	44,00	1,2	0,0002	5622,0	2811,0
9	42,27	44,00	1,2	0,0002	5622,0	2811,0
10	42,27	44,00	1,2	0,0004	5487,0	2743,0
11	42,27	44,00	1,2	0,0003	5553,0	2777,0
12	42,27	44,00	1,2	0,0006	5358,0	2679,0
<b>Média (kN)</b>					5452,0	2726,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					134,0	67,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					5231,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					2,5	

Tabela 6.38 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 2.

Estaca	w (kN)	L (m)	h (m)	s (m/golpe)	Qu (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	44,00	1,2	0,0007	5296,0	2648,0
2	42,27	44,00	1,2	0,0007	5296,0	2648,0
3	42,27	44,00	1,2	0,0006	5358,0	2679,0
4	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
5	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
6	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
7	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
8	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
9	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
10	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
11	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
12	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
<b>Média (kN)</b>					5226,0	2613,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					67,0	33,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					5116,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					1,3	

Tabela 6.39 - Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 3.

Estaca	w (kN)	L (m)	h (m)	s (m/golpe)	Qu (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
2	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
3	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
4	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
5	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
6	42,27	44,00	1,2	0,0007	5296,0	2648,0
7	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
8	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
9	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
10	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
11	42,27	44,00	1,2	0,0011	5061,0	2530,0
12	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
<b>Média (kN)</b>					5176,0	258,8
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					66,0	33,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					5067,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					1,3	

Tabela 6.40 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 4.

Estaca	w (kN)	L (m)	h (m)	s (m/golpe)	Qu (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	44,00	1,2	0,001	5118,0	2559,0
2	42,27	44,00	1,2	0,0007	5296,0	2648,0
3	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
4	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
5	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
6	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
7	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
8	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
9	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
10	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
11	42,27	44,00	1,2	0,0007	5296,0	2648,0
12	42,27	44,00	1,2	0,001	5118,0	2559,0
<b>Média (kN)</b>					5176,0	2588,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					67,0	33,0
<b>Resistência Característica (kNf)</b>					5066,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					1,3	

Tabela 6.41 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 5.

Estaca	w (kN)	L (m)	h (m)	s (m/golpe)	Qu (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
2	42,27	44,00	1,2	0,0011	5061,0	2530,0
3	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
4	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
5	42,27	44,00	1,2	0,0011	5061,0	2530,0
6	42,27	44,00	1,2		5764,0	2882,0
7	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
8	42,27	44,00	1,2	0,0011	5061,0	2530,0
9	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
10	42,27	44,00	1,2	0,0012	5005,0	2503,0
11	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
12	42,27	44,00	1,2	0,0009	5176,0	2588,0
<b>Média (kN)</b>					5158,0	2579,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					197,0	99,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					4833,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					3,8	

Tabela 6.42 – Carga mobilizada segundo a fórmula dos Dinamarqueses – Módulo 6.

Estaca	w (kN)	L (m)	h (m)	s (m/golpe)	Qu (kN)	Qadm (kN)
1	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
2	42,27	44,00	1,2	0,0011	5061,0	2530,0
3	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
4	42,27	44,00	1,2	0,0011	5061,0	2530,0
5	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
6	42,27	44,00	1,2	0,0005	5422,0	2711,0
7	42,27	44,00	1,2	0,0008	5235,0	2618,0
8	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
9	42,27	44,00	1,2	0,0012	5005,0	2503,0
10	42,27	44,00	1,2	0,0005	5422,0	2711,0
11	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
12	42,27	44,00	1,2	0,0010	5118,0	2559,0
<b>Média (kN)</b>					5159,0	2580,0
<b>Desvio Padrão (kN)</b>					134,0	67,0
<b>Resistência Característica (kN)</b>					4939,0	
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>					2,6	

É possível perceber a ocorrência de coeficientes de variação muito altos nos Módulos 1 e 6. Tais resultados podem ser atribuídos, mais uma vez, à disparidade entre os valores encontrados para as resistências, principalmente nas fórmulas de Brix e Holandeses.

As Tabelas 6.43, 6.44 e 6.45 apresentam um resumo do valor médio, do desvio padrão, da resistência característica e do coeficiente de variação de cada módulo de cais.

Tabela 6.43 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula de Brix.

<b>Módulo</b>	<b>Solicitação (kN)</b>	<b>Rm (kN)</b>	<b><math>\sigma</math> (kN)</b>	<b>Rk (kN)</b>	<b>CV (%)</b>
<b>1</b>	3000	30018,0	16027,0	3653,0	53
<b>2</b>	3000	13611,0	2020,0	10288,0	14,8
<b>3</b>	3000	12305,0	1589,0	9691,0	12,9
<b>4</b>	3000	12322,0	1737,0	9466,0	14
<b>5</b>	3000	10696,0	932,0	9163,0	8,7
<b>6</b>	3000	12641,0	4421,0	5369,0	35

Tabela 6.44 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula dos Holandeses.

<b>Módulo</b>	<b>Solicitação (kN)</b>	<b>Rm (kN)</b>	<b><math>\sigma</math> (kN)</b>	<b>Rk (kN)</b>	<b>CV (%)</b>
<b>1</b>	3000	43708,0	23337,0	5319,0	53
<b>2</b>	3000	19818,0	2941,0	14980,0	15
<b>3</b>	3000	17917,0	2313,0	14111,0	13
<b>4</b>	3000	17942,0	2529,0	13783,0	14
<b>5</b>	3000	15574,0	1357,0	13342,0	8
<b>6</b>	3000	18406,0	6437,0	7817,0	35

Tabela 6.45 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula dos Dinamarqueses.

<b>Módulo</b>	<b>Solicitação (kN)</b>	<b>Rm (kN)</b>	<b><math>\sigma</math> (kN)</b>	<b>Rk (kN)</b>	<b>CV (%)</b>
<b>1</b>	3000	5452,0	134,0	5231,0	2,5
<b>2</b>	3000	5226,0	67,0	5116,0	1,3
<b>3</b>	3000	5176,0	66,0	5067,0	1,3
<b>4</b>	3000	5176,0	67,0	5066,0	1,3
<b>5</b>	3000	5158,0	197,0	4833,0	3,8
<b>6</b>	3000	5159,0	134,0	4939,0	2,6

Os resultados encontrados com o emprego das três fórmulas dinâmicas (Brix, Holandeses e Dinamarqueses), vêm corroborar a verificação de Danziger e Ferreira (2000) de que a fórmula dos Dinamarqueses é a mais indicada para a previsão da capacidade de carga de estacas metálicas. Os resultados mostraram-se uniformes e com baixos valores de desvio padrão e coeficiente de variação.

## 6.5. ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Ensaio de Carregamento Dinâmico ou Prova de Carga Dinâmica é um ensaio que tem por objetivo determinar a carga mobilizada do conjunto solo-estaca, em um golpe do martelo. Este ensaio difere das tradicionais provas de carga estáticas pelo fato do carregamento ser aplicado dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão adequado.

Como dito no Capítulo 3, este ensaio é baseado na Teoria da Onda. Ele tem esta fundamentação teórica, pois quando uma estaca é atingida por um golpe de martelo é gerada uma onda de tensão que trafega com uma velocidade dependente apenas das características do material.

Na NBR 6122/1996 consta que o ensaio de carregamento dinâmico pode ser utilizado como uma das maneiras de avaliar a capacidade de carga de uma estaca. Esta norma também prevê a possibilidade de redução do coeficiente de segurança de 2,0 para 1,6 em qualquer

estaqueamento em que se realizou um número previamente estabelecido de provas de carga. A quantidade de ensaios deve ser determinada pelo projetista.

O ensaio de carregamento dinâmico foi realizado em 6 estacas integrantes do estaqueamento no mar da obra em estudo. Estes ensaios foram realizados em duas etapas. A primeira intervenção recravou as estacas E1-M1, E2-M1, E1-M3 e E2-M3, sendo que estas ainda não tinham o interior de seu fuste preenchido com concreto armado. A segunda intervenção avaliou as estacas E12-M5 e E1-M6, que já tinham seu interior preenchido com concreto armado.

Por se tratar de estacas cravadas, o ensaio de carregamento dinâmico se resume em uma recravação realizada alguns dias após a cravação de cada estaca. Este tempo é importante, pois para se conhecer o valor da capacidade de carga de longo prazo é necessário esperar o tempo suficiente para a ocorrência da total recuperação da resistência do solo (cicatrização), ou ao contrário, para a ocorrência da total redução de resistência do solo com o tempo (relaxação). O período de repouso de cada estaca é apresentado na Tabela 6.46.

Tabela 6.46 – Período de repouso de cada estaca.

	<b>Estaca</b>	<b>Período de Repouso</b>
Aço	E1-M1	62 dias
	E2-M1	56 dias
	E1-M3	23 dias
	E2-M3	23 dias
Concretadas	E12-M5	68 dias
	E1-M6	69 dias

Fonte: PDI Engenharia (2003).

#### 6.5.1. Descrição do ensaio

O ensaio foi realizado através da fixação de um par de transdutores de deformação específica e de um par de acelerômetros piezo-elétricos. Os aparelhos foram dispostos dois a dois, diametralmente opostos, em uma seção situada a pelo menos 2 vezes o valor do diâmetro do fuste das estacas (142,24 cm), abaixo do topo destas. Estes sensores foram posicionados desta forma para compensar os possíveis efeitos de flexão na estaca que podem ocorrer

devido à excentricidade na aplicação dos golpes do martelo. Na segunda intervenção, a fixação dos sensores foi efetuada diretamente no fuste da estaca de concreto. Isto só foi possível devido à execução de duas aberturas (janelas) na camisa metálica, posicionadas no local de fixação destes sensores.

Após a instalação dos sensores e o posicionamento do bate estacas, foram aplicados uma série de golpes de martelo, com altura de queda crescente (energia potencial crescente). A Tabela 6.47 mostra, para cada estaca, o número de golpes aplicados, bem como as respectivas alturas de queda, que foram controladas por meio de aparelho topográfico de precisão.

O sistema de cravação empregado era equipado com um martelo tipo queda livre com um pilão de peso igual a 96 kN, e continha um cepo e um coxim de madeira para amortecer o impacto. Neste estaqueamento, em função da capacidade estrutural do tubo de aço, a energia máxima de cada golpe estava limitada a mobilização máxima de 6500 kN.

Tabela 6.47 – Seqüência de golpes aplicados.

<b>Estaca</b>	<b>Número de Golpes</b>	<b>Alturas de Queda do Martelo (cm)</b>
E1-M1	8	20,40,60,80,100,120,140,150
E2-M1	10	20,40,60,80,100,120,140,160,180,200
E1-M3	13	20,40,60,80,100,120,140,160,180,200,220,240,260
E2-M3	14	20,40,60,80,100,120,140,160,180,200,220,240,260,260
E12-M5	8	20,40,60,80,100,120,140,160
E1-M6	8	20,40,60,80,100,100,120,140

Fonte: PDI Engenharia (2003).

Os sinais enviados pelos sensores foram analisados e armazenados em um Analisador de Cravação de Estacas (PDA). A capacidade de carga foi calculada pelo PDA através do Método CASE e da análise CAPWAP.

### 6.5.2. Análise pelo Método CASE

A primeira reanálise constante no relatório de Ensaio de Carregamento Dinâmico apresentado pela empresa responsável pelos ensaios foi a referente ao Método CASE. Os sinais de força e velocidade obtidos pelos sensores foram reprocessados por dois programas, o DATPRO e o PDILOT.

O programa DATPRO apresenta algumas características da estaca para cada golpe aplicado bem como a representação gráfica dos sinais de força e velocidade. Para uma melhor apresentação, neste capítulo será mostrada apenas a representação de um golpe aplicado à estaca 1 do Módulo 6, na Figura 6.12. A totalidade dos resultados pode ser encontrada no relatório da PDI Engenharia (2003) ou em Lobo (2003).

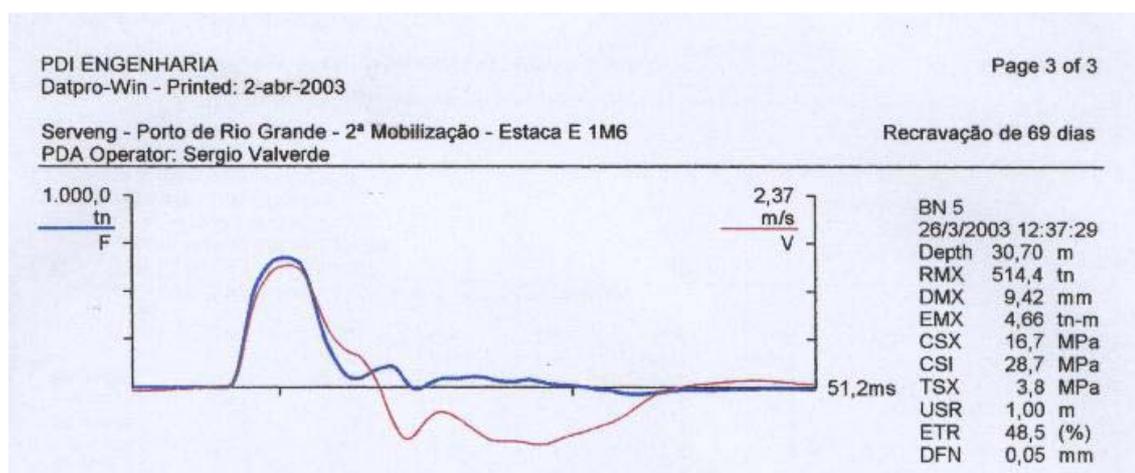


Figura 6.12 – Resultado do programa DATPRO – PDI Engenharia (2003).

O programa PDILOT apresenta as grandezas de maior interesse da análise pelo Método CASE. Os resultados são obtidos a partir de todos os golpes aplicados a cada estaca e apresentados na forma tabular e gráfica. Estes resultados estão em sua totalidade no Relatório da PDI Engenharia (2003), ficando apresentados neste capítulo apenas a análise da Estaca 1 do Módulo 1, mostrada nas Figuras 6.13 e 6.14.

PDI ENGENHARIA Page 1 of 1  
 PDIPILOT Ver. 1.4 - Printed: 6-dez-2002

Serveng - Porto Novo de Rio Grande - RS - Estaca E 1 - Módulo 1 Recravação de 62 dias  
 OP: Sergio Valverde Test date: 3-dez-2002

AR: 209,97 cm<sup>2</sup> SP: 7,88 t/m<sup>3</sup>  
 LE: 42,95 m EM: 2.109 t/cm<sup>2</sup>  
 WS: 5.123,0 m/s JC: 0,07

RMX: Max Case Method Capacity ETR: Energy Transfer Ratio  
 DMX: Maximum Displacement CSX: Max Measured Compr. Stress  
 EMX: Max Transferred Energy CSI: Max F1 or F2 Compr. Stress  
 USR: User observation TSX: Tension Stress Maximum

BL#	depth m	RMX tn	DMX mm	EMX tn-m	USR m	ETR (%)	CSX MPa	CSI MPa	TSX MPa
1	30,09	159,9	6,73	0,68	0,20	35,5	78,3	126,1	7,6
2	30,09	264,1	11,69	1,84	0,40	47,9	116,4	143,7	18,4
3	30,09	338,8	16,39	3,17	0,60	55,0	146,6	177,9	26,1
4	30,09	387,1	17,68	4,10	0,80	53,4	163,8	199,5	29,8
5	30,09	432,8	21,19	5,30	1,00	55,2	182,8	206,9	34,1
6	30,09	480,6	23,95	6,63	1,20	57,6	203,1	228,9	39,1
7	30,09	484,6	24,05	6,87	1,40	51,1	204,9	230,0	39,4
8	30,09	509,1	25,36	7,48	1,50	51,9	216,8	242,5	40,8
Average		382,1	18,38	4,51	0,89	50,9	164,1	194,4	29,4
Maximum		509,1	25,36	7,48	1,50	57,6	216,8	242,5	40,8
@ Blow#		8	8	8	8	6	8	8	8
Minimum		159,9	6,73	0,68	0,20	35,5	78,3	126,1	7,6
@ Blow#		1	1	1	1	1	1	1	1

Total number of blows analyzed: 8

BL#	depth (m)	Comments
1	30,09	Comprimento cravado de 30,09 m
8	30,09	8 golpes com altura de queda crescente

Time Summary  
 Drive 19 minutes 46 seconds 10:16:31 - 10:36:17 (03/12/02)

Figura 6.13 – Resultados do programa PDIPILOT – PDI Engenharia (2003).

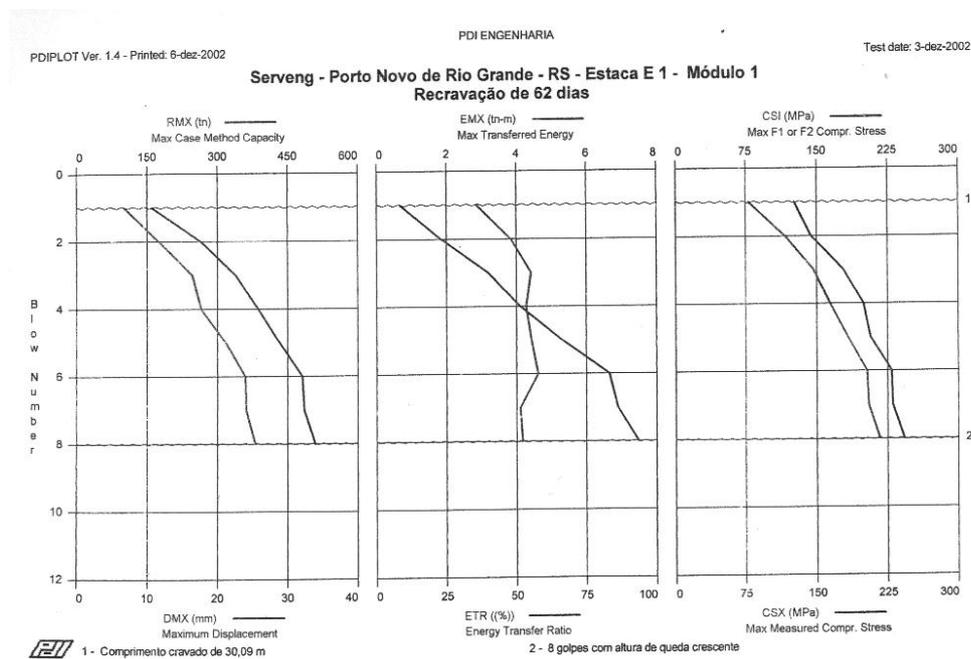


Figura 6.14 – Resultado do programa PDIPILOT – PDI Engenharia (2003).

Além destes resultados, o método CASE pode determinar as tensões máximas e mínimas que ocorrem na estaca, sua integridade e também avaliar o desempenho do sistema de cravação.

Na Tabela 6.48 são apresentados os valores médios máximos de compressão e tração medidos durante o ensaio.

Tabela 6.48 – Esforços de compressão e tração medidos no ensaio de carregamento dinâmico.

	Estaca	Tração		Compressão	
		Golpe n°	Tensão (MPa)	Golpe n°	Tensão (MPa)
<b>Aço</b>	<b>E1-M1</b>	8	40,80	8	216,8
	<b>E2-M1</b>	10	50,00	10	240,40
	<b>E1-M3</b>	11	49,00	13	256,70
	<b>E2-M3</b>	14	61,25	14	240,42
	<b>E12-M5</b>	8	17,6	8	121,6
	<b>E1-M6</b>	8	39,3	8	89,2
<b>Concretadas</b>	<b>E12-M5</b>	7	4,40	8	20,80
	<b>E1-M6</b>	7	4,10	8	21,60

Fonte: PDI Engenharia (2003).

Em relação à integridade estrutural, o Relatório da PDI Engenharia (2003) traz a seguinte conclusão: “*as estacas suportaram bem aos esforços advindos dos ensaios de carregamento dinâmico, pois não foi observado sinal de dano estrutural importante nas mesmas*”.

Na Tabela 6.49 são apresentados os valores de eficiência do sistema de cravação utilizado. A energia efetivamente transferida às estacas é afetada por perdas de energia que podem ocorrer no capacete metálico, no cepo e no coxim utilizados. Pode haver também perdas de energia na forma de atrito do martelo com as guias laterais da torre, forma de ruído, calor, etc.

Pode-se observar que os valores de eficiência apresentados na Tabela 6.49 estão dentro da faixa usualmente medida no Brasil que varia de 30 a 60%.

Tabela 6.49 – Eficiência do sistema de cravação.

	<b>Estaca</b>	<b>Altura de Queda (m)</b>	<b>Energia Transferida EMX (kN.m)</b>	<b>Eficiência do Sistema (%)</b>
<b>Aço</b>	<b>E1-M1</b>	1,50	73,4	51
	<b>E2-M1</b>	2,00	84,2	44
	<b>E1-M3</b>	2,60	101,0	40
	<b>E2-M3</b>	2,60	124,0	50
<b>Concretadas</b>	<b>E12-M5</b>	1,60	65,3	43
	<b>E1-M6</b>	1,40	57,8	43

Fonte: PDI Engenharia (2003).

### 6.5.3. Resultados da Análise CAPWAP

Foram submetidos à análise CAPWAP o último golpe aplicado a cada estaca, além do segundo e quarto golpes aplicados à estaca E12-M5. A Tabela 6.50 mostra para cada estaca a altura de queda de seu golpe analisado.

Este programa usa o sinal gravado de velocidade para calcular, a partir de um modelo de solo, a curva de força em função do tempo na seção da estaca no nível dos sensores. Este modelo é calculado inúmeras vezes de modo iterativo até que se obtenha o melhor ajuste entre a curva da força medida e a da força calculada.

Tabela 6.50 – Altura de queda de cada golpe analisado pelo programa CAPWAP.

	<b>Estaca</b>	<b>Nº do golpe</b>	<b>Altura de Queda (cm)</b>
<b>Aço</b>	<b>E1-M1</b>	8	150
	<b>E2-M1</b>	10	200
	<b>E1-M3</b>	13	260
	<b>E2-M3</b>	14	260
<b>Concretadas</b>	<b>E12-M5</b>	2, 4 e 8	40, 80 e 160
	<b>E1-M6</b>	8	140

Fonte: PDI Engenharia (2003).

O relatório da PDI Engenharia (2003) apresenta os resultados desta análise sob forma de tabelas e gráficos. Neste capítulo serão apresentados apenas os gráficos que mostram o modo de transferência de carga para o solo para cada estaca nas Figuras 6.15 a 6.20. Para a estaca E12-M5, é apresentado o gráfico correspondente à altura de queda de 160 cm. No Relatório da PDI Engenharia (2003) é possível observar todos os resultados.

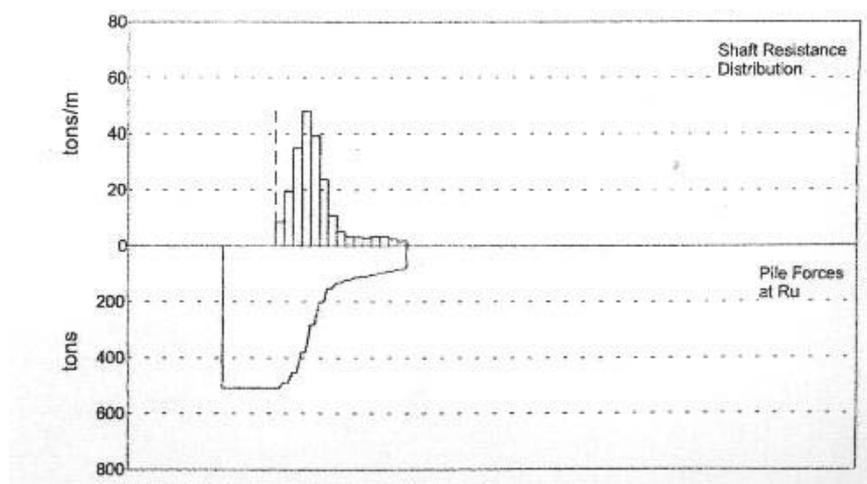


Figura 6.15 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 1- PDI Engenharia (2003).

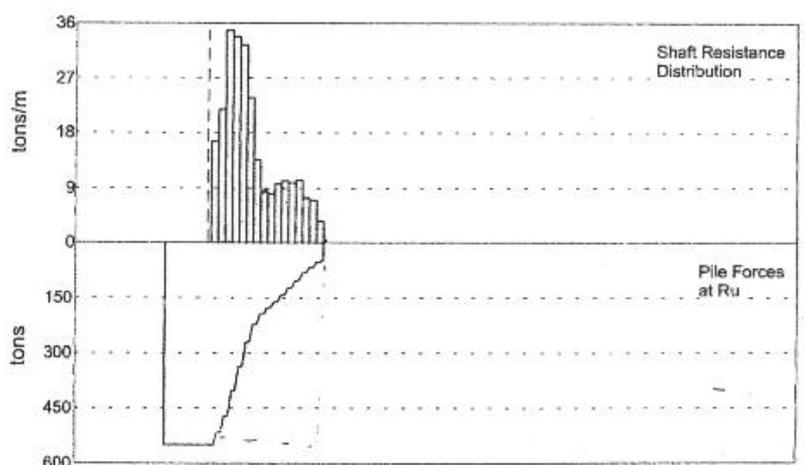


Figura 6.16 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 1 - PDI Engenharia (2003).

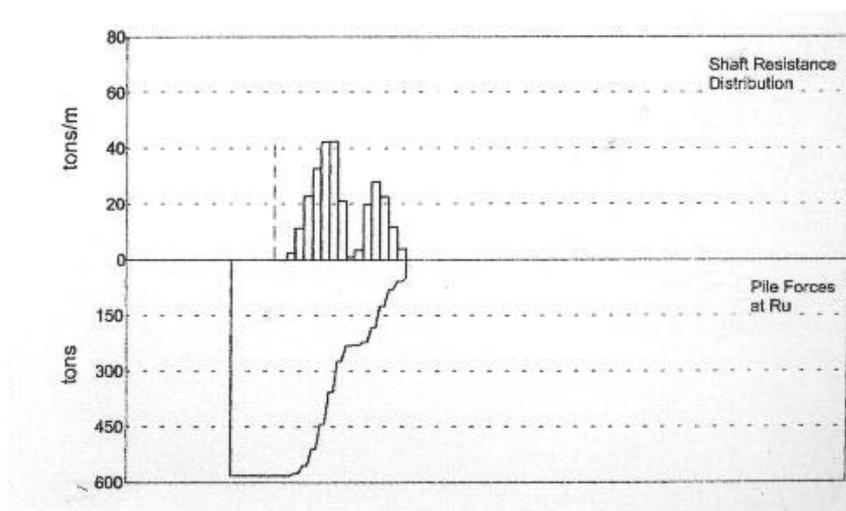


Figura 6.17 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 3 - PDI Engenharia (2003).

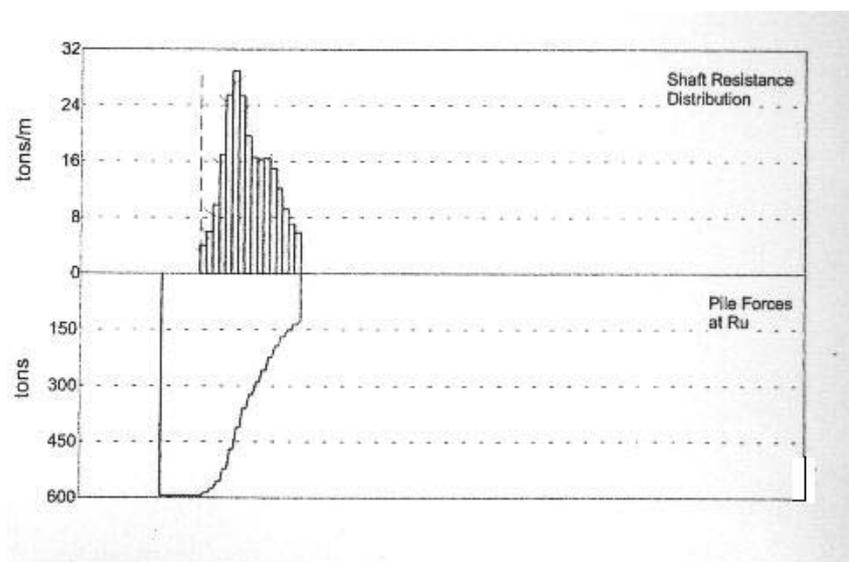


Figura 6.18 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 3 - PDI Engenharia (2003).

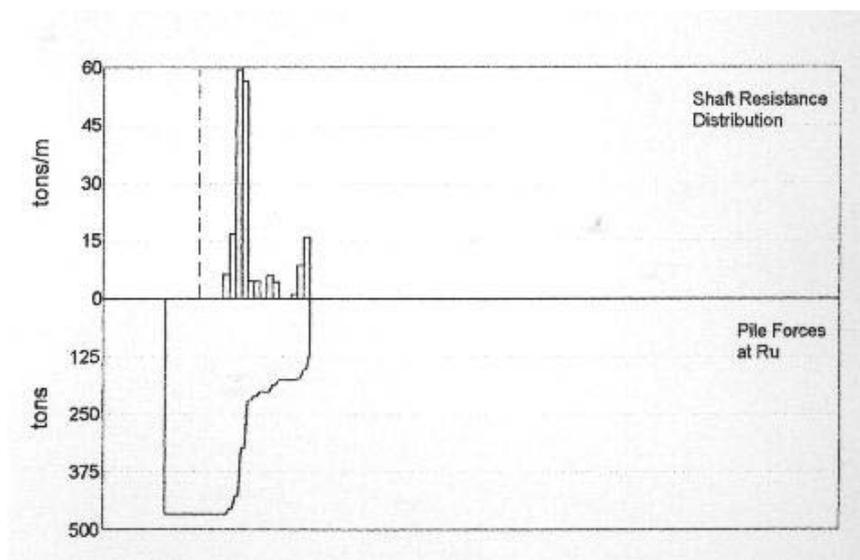


Figura 6.19 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 12 Módulo 5 - PDI Engenharia (2003).

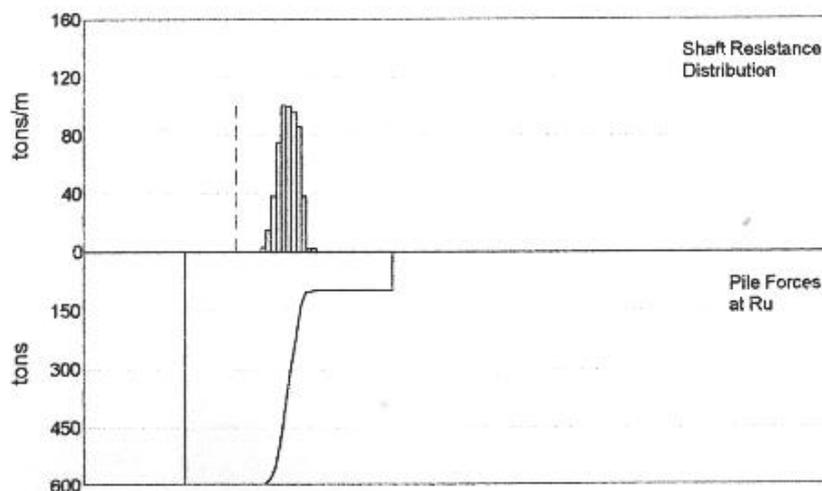


Figura 6.20 – Modo de transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 6 - PDI Engenharia (2003).

Na Tabela 6.51 são apresentados de maneira resumida os principais resultados obtidos através da análise CAPWAP.

Tabela 6.51 – Resultados da análise CAPWAP.

	Estaca	Golpe Nº	Cap. de Carga Mob. (kN)	Resistência de Atrito		Resistência de Ponta		Quake Lateral Máximo (mm)	Quake de Ponta (mm)
				(kN)	%	(kN)	%		
Aço	E1-M1	8	5091,0	4300,0	84	790,0	16	3,70	1,00
	E2-M1	10	5500,0	5049,0	92	451,0	8	4,02	0,32
	E1-M3	13	5821,0	5321,0	91	500,0	9	2,76	2,88
	E2-M3	14	5950,0	4697,0	79	1253,0	21	7,10	1,05
	E12-M5	2	2670,0	2222,0	83	448,0	17	3,71	2,73
	E12-M5	4	3440,0	2400,0	70	1040,0	30	5,89	1,59
Concr.	E12-M5	8	4660,0	3500,0	75	1160,0	25	9,29	5,96
	E1-M6	8	6000,0	5020,0	84	980,0	16	6,53	3,36

Fonte: PDI Engenharia (2003).

A PDI Engenharia concluiu que não foi possível mobilizar toda a parcela da capacidade de carga por atrito lateral, tendo em vista que os valores de *quake* lateral diminuem ao longo da profundidade, indicando assim a não mobilização do atrito neste trecho de fuste correspondente.

#### 6.5.4. Resultados obtidos

Os resultados finais da capacidade de carga foram, a partir da análise CAPWAP, correlacionados com os resultados do método CASE para os fatores de amortecimento do solo mostrados na Tabela 6.52.

Tabela 6.52 – Fatores de amortecimento do solo.

	<b>Estaca</b>	<b>Golpe nº</b>	<b>J</b>
<b>Aço</b>	<b>E1-M1</b>	8	0,07
	<b>E2-M1</b>	10	0,00
	<b>E1-M3</b>	13	0,22
	<b>E2-M3</b>	14	0,32
	<b>E12-M5</b>	2	0,74
	<b>E12-M5</b>	4	0,81
<b>Concretadas</b>	<b>E12-M5</b>	8	0,50
	<b>E1-M6</b>	8	0,50

Fonte: PDI Engenharia (2003).

Na Tabela 6.53, são apresentadas as capacidades de carga mobilizadas de cada estaca bem como seu deslocamento máximo (DMX), seu deslocamento permanente (Nega) medido no golpe considerado e também a energia efetivamente transferida à estaca ensaiada.

Tabela 6.53 – Capacidade de carga mobilizada em cada estaca a partir das análises CASE e CAPWAP.

	<b>Estaca</b>	<b>Nega no Golpe*</b>	<b>Deslocamento Máximo DMX (mm)</b>	<b>Energia Transferida EMX (kN.m)</b>	<b>Capacidade Mobilizada (kN)</b>
<b>Aço</b>	<b>E1-M1</b>	0,00	25,09	73,4	5091,0
	<b>E2-M1</b>	0,00	27,69	84,2	5500,0
	<b>E1-M3</b>	0,00	31,45	101,0	5821,0
	<b>E2-M3</b>	0,00	36,09	124,0	5950,0
<b>Concretadas</b>	<b>E12-M5</b>	0,00	14,40	65,3	4660,0
	<b>E1-M6</b>	0,00	10,80	57,8	6000,0

\* Medida por topografia

Fonte: PDI Engenharia (2003).

Convém esclarecer que as cargas da Tabela 6.53 são ditas mobilizadas por apresentarem valores menores que as de ruptura. Isto pode ser verificado pelo valor nulo de nega apresentado durante a intervenção. À medida que o valor de nega vai aumentando devido ao aumento da energia aplicada à estaca, o valor da capacidade de carga mobilizada vai se aproximando do valor da carga de ruptura da estaca.

A carga mobilizada pode ser estimada no instante da cravação através da interpretação do repique (Alonso, 1991). Porém, os relatórios da PDI Engenharia, não trazem nenhuma referência quanto aos dados de repique, ou mesmo se eles foram considerados durante a obtenção dos valores de resistência mobilizada.

Este ensaio foi realizado com alturas de queda crescentes do martelo justamente para tentar se aproximar da carga de ruptura sem comprometer o elemento estrutural. Com esta crescente energia pode-se traçar curvas que relacionam o deslocamento máximo no golpe (DMX) com a resistência mobilizada no respectivo golpe (RMX). Estas curvas são denominadas curvas carga-recalque, e são apresentadas nas Figuras 6.21 a 6.26.

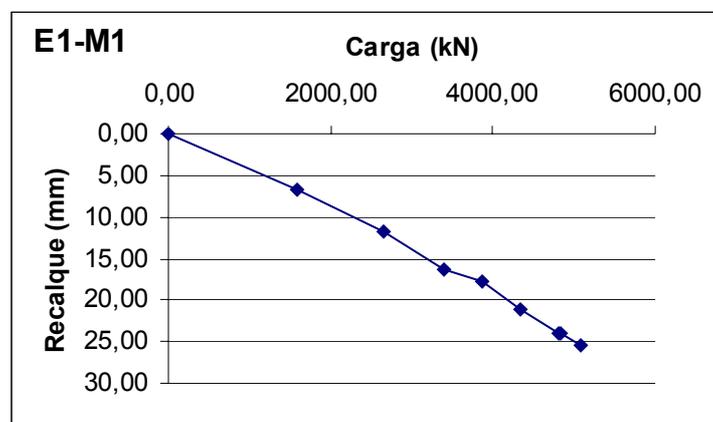


Figura 6.21 – Curva carga – recalque – Estaca 1 Módulo 1.

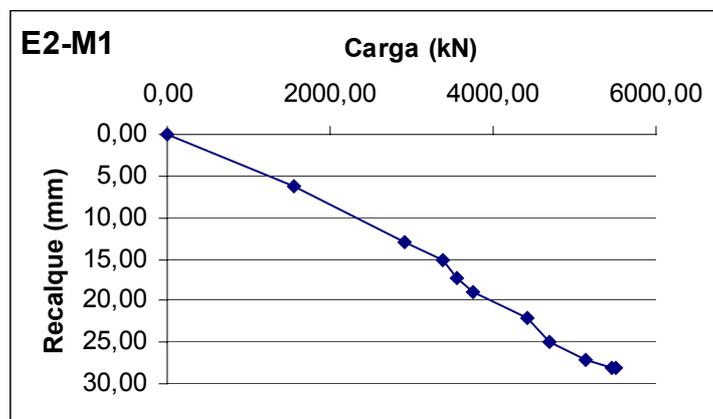


Figura 6.22 – Curva carga – recalque – Estaca 2 Módulo 1.

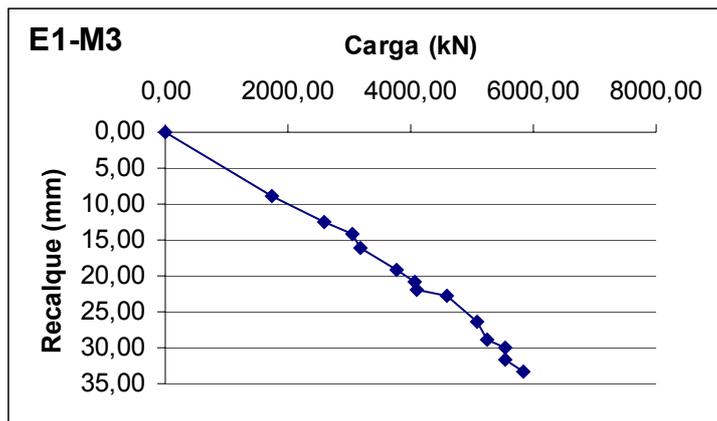


Figura 6.23 – Curva carga – recalque – Estaca 1 Módulo 3.

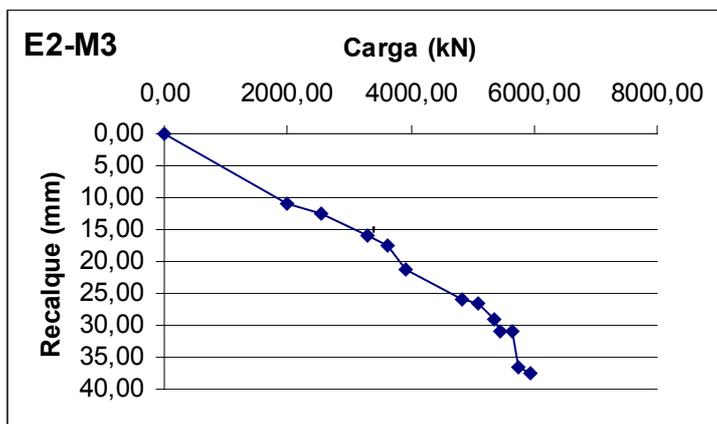


Figura 6.24 – Curva carga – recalque – Estaca 2 Módulo 3.

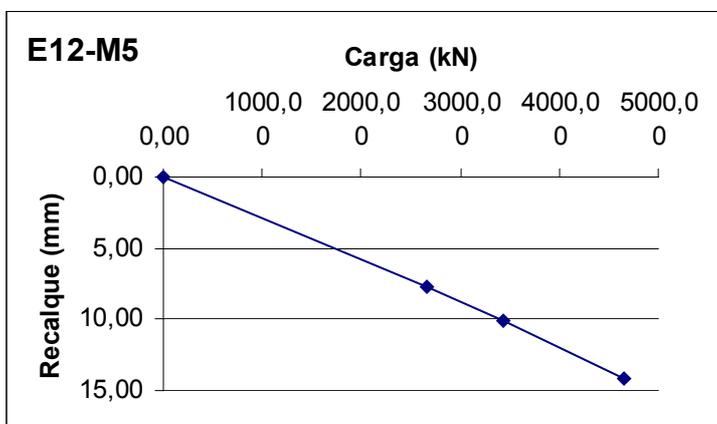


Figura 6.25 – Curva carga – recalque – Estaca 12 Módulo 5.

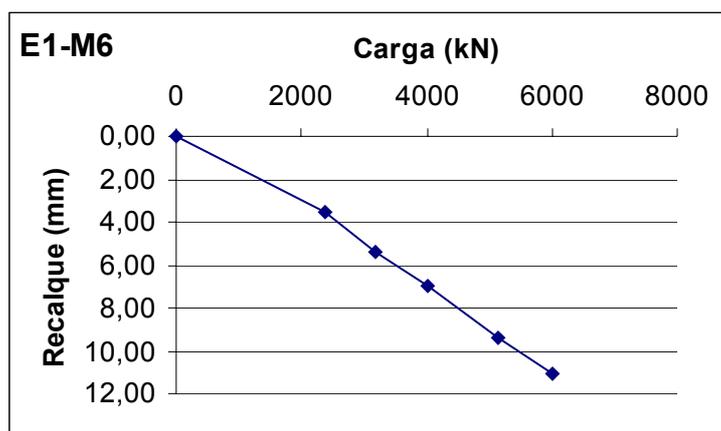


Figura 6.26 – Curva carga – recalque – Estaca 1 Módulo 6.

A NBR 6122/1996 admite que se extrapole a curva carga-recalque para se avaliar a carga de ruptura do solo. Este procedimento é importante, pois é uma maneira de se obter a carga de ruptura sem provocar danos ao elemento estrutural.

#### 6.5.5. Extrapolação da curva carga-recalque

Como critério de extrapolação utilizou-se o método proposto por Van der Veen (1953), posteriormente generalizado por Aoki (1976). O método de extrapolação de Van der Veen apresenta uma extrapolação confiável se o máximo recalque atingido for, no mínimo, igual a 1% do diâmetro da estaca (7,112 mm) (Velloso e Lopes, 2002). Conforme se observa nas Figuras 6.21 a 6.26, este valor foi ultrapassado em todas as estacas ensaiadas.

A curva carga x recalque é extrapolada a partir de uma função exponencial. Neste método, a carga de ruptura corresponde a uma assíntota à curva exponencial. Nas Figuras 6.27 a 6.32 são apresentados, para cada estaca ensaiada a sua extrapolação e na Tabela 6.54 as suas respectivas cargas de ruptura obtidas por este método.

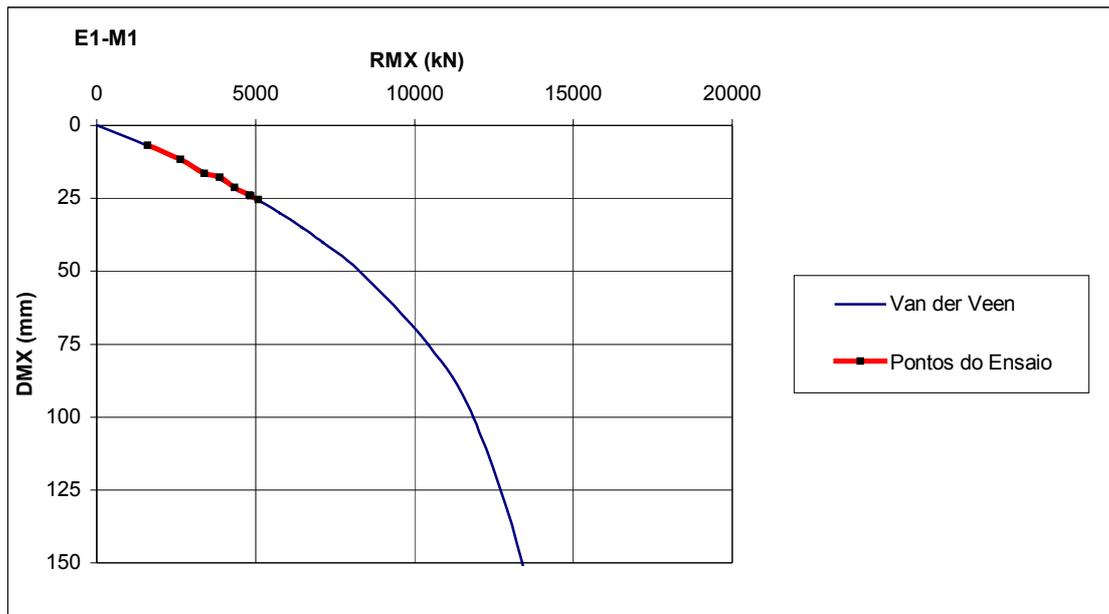


Figura 6.27 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 1 Módulo 1.

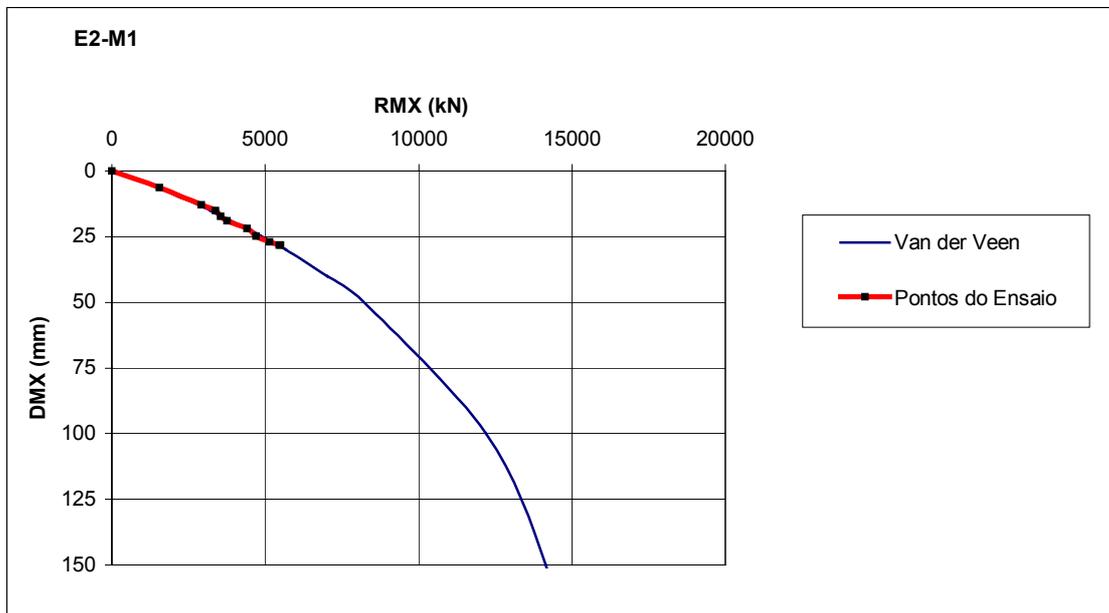


Figura 6.28 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 2 Módulo 1.

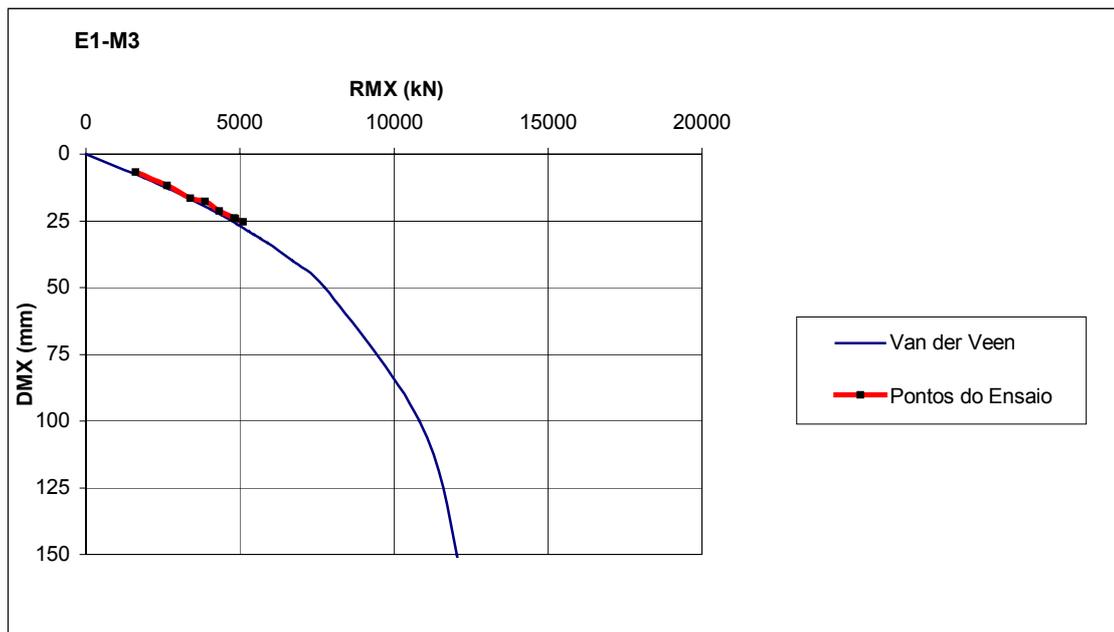


Figura 6.29 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 1 Módulo 3.

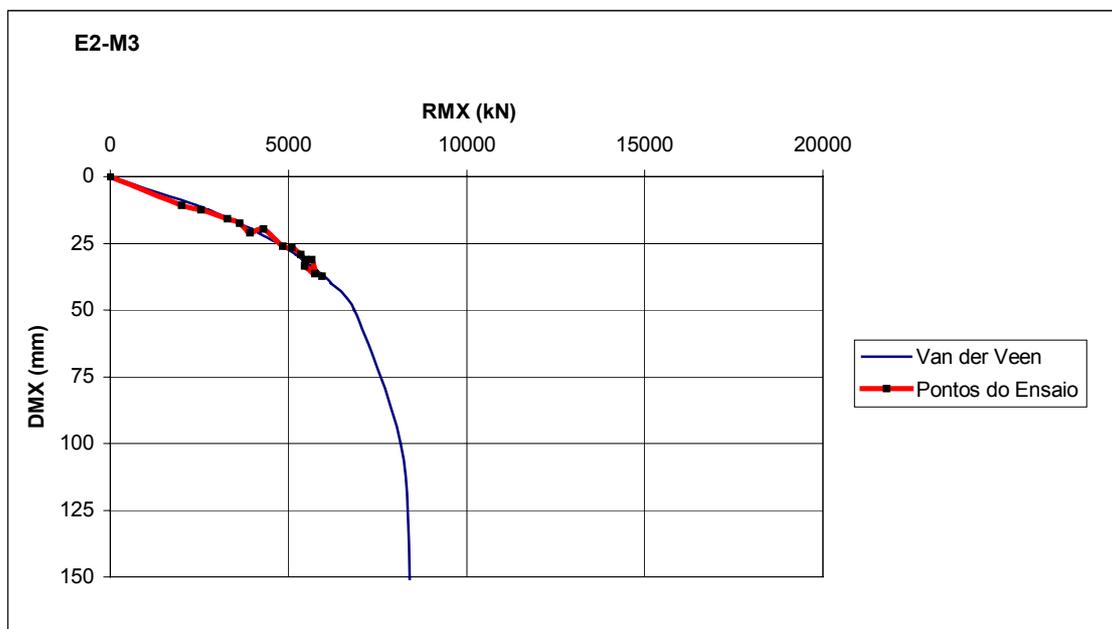


Figura 6.30 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 2 Módulo 3.

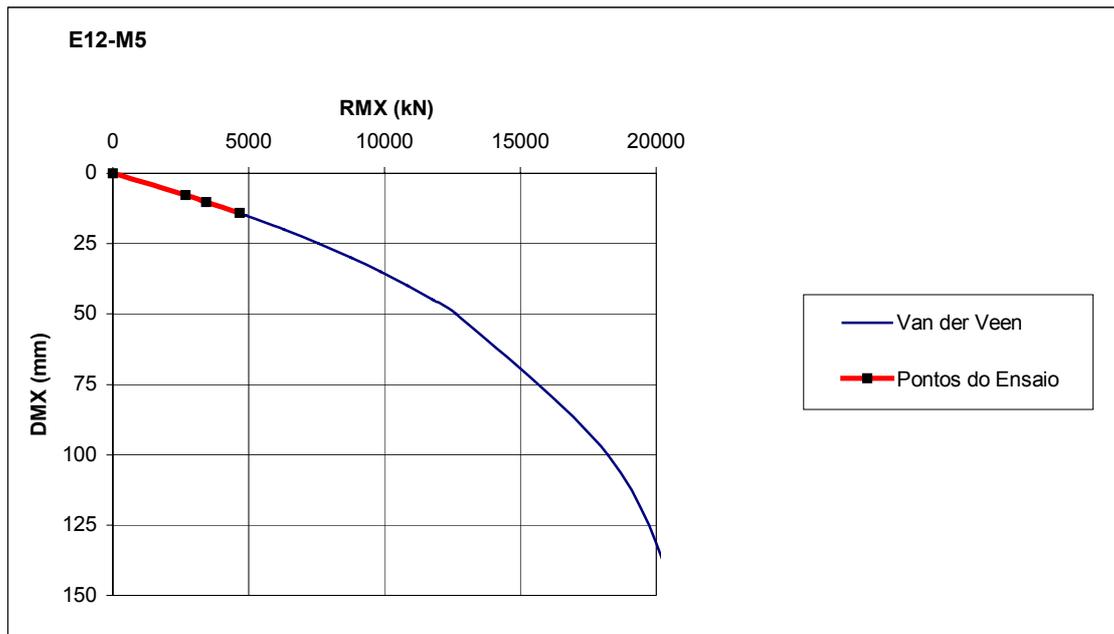


Figura 6.31 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 12 Módulo 5.

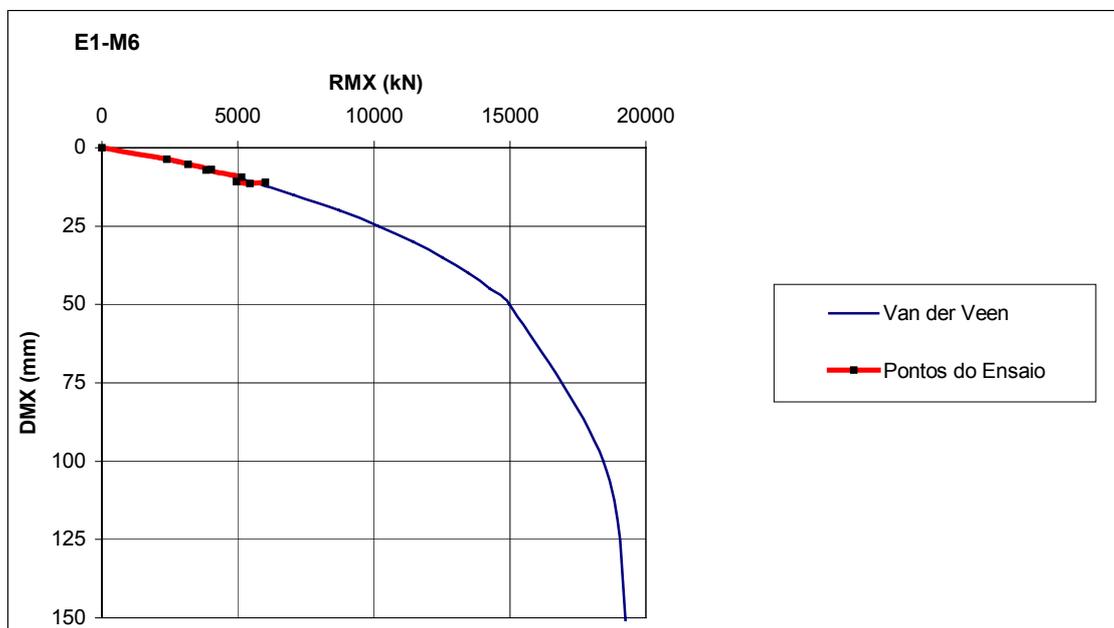


Figura 6.32 – Extrapolação da curva carga - recalque – Estaca 1 Módulo 6.

Tabela 6.54 – Carga de ruptura para as estacas a partir da extrapolação da curva carga-recalque usando o método de Van der Veen (1953).

	<b>Estaca</b>	<b>Solicitação de Projeto (kN)</b>	<b>Carga de Ruptura (kN)</b>
<b>Aço</b>	<b>E1-M1</b>	3000	14591,0
	<b>E2-M1</b>	3000	16000,0
	<b>E1-M3</b>	3000	12821,0
	<b>E2-M3</b>	3000	8450,0
<b>Concretadas</b>	<b>E12-M5</b>	3000	22660,0
	<b>E1-M6</b>	3000	19500,0

Cabe frisar, porém, que existe uma discussão quanto à confiabilidade deste tipo de extrapolação quando o valor máximo da carga na curva carga-recalque é inferior ao valor máximo obtido na extrapolação dividido por 3. Como se pode notar nas Figuras 6.31 e 6.32, isto ocorreu, o que significa que os valores obtidos através da extrapolação devem ser utilizados com uma certa cautela.

Levando em consideração a resistência dos materiais empregados, a carga de ruptura deve ser truncada no valor máximo que os materiais resistem. Neste caso, as estacas ensaiadas somente no aço terão sua carga de ruptura limitada a 6500 kN, enquanto que as concretadas terão a carga de ruptura limitada a 17780 kN.

Tabela 6.55 – Carga de ruptura para as estacas a partir da extrapolação da curva carga-recalque usando o método de Van der Veen (1953) – Valores truncados.

	<b>Estaca</b>	<b>Solicitação de Projeto (kN)</b>	<b>Carga de Ruptura (kN)</b>
<b>Aço</b>	<b>E1-M1</b>	3000	6500,0
	<b>E2-M1</b>	3000	6500,0
	<b>E1-M3</b>	3000	6500,0
	<b>E2-M3</b>	3000	6500,0
<b>Concretadas</b>	<b>E12-M5</b>	3000	17780,0
	<b>E1-M6</b>	3000	17780,0

## 6.6. VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO

A verificação do desempenho de uma fundação tem o objetivo de comprovar se o comportamento previsto no projeto está sendo confirmado na sua execução. De modo a verificar a segurança à ruptura da estrutura, deve-se comprovar a resistência e a integridade do elemento estrutural e a resistência do solo durante ou após a sua execução.

O estudo do desempenho deve ser feito em três etapas:

- Previsão do comportamento dos elementos projetados. Nesta etapa, o estudo baseia-se nos dados do projeto, nas sondagens e nas normas específicas para cada tipo de fundação;
- Observação do desempenho dos elementos construídos. Devem ser interpretados os ensaios de campo realizados e devem ser feitas observações durante a execução da fundação a fim de se obter mais dados que comprovem este estudo;
- E por fim, devem ser comparados os dados previstos com os observados, obtendo-se conclusões pertinentes à qualidade da fundação por meio de estudos estatísticos.

Por motivos econômicos, os ensaios de campo foram realizados em apenas 6 estacas. Como no cálculo da capacidade de carga pelo método de Aoki e Velloso não foi considerada a parcela de concreto nas estacas, serão consideradas apenas as estacas ensaiadas que não tinham seu interior preenchido com concreto. Optou-se por extrapolar estes resultados por meio de conceitos estatísticos, onde a verificação de resistência é feita com base em uma curva de distribuição normal, em que a dispersão se dá em função das características do solo, do tipo de fundação, do equipamento utilizado, da equipe de execução e da metodologia de execução.

Com base nos valores de resistência de cada elemento, pode-se determinar um coeficiente de segurança global desta fundação. Com este coeficiente pode-se, finalmente, verificar se esta fundação atende à segurança exigida pelos códigos e normas vigentes, buscando relacioná-lo a uma probabilidade de ruína e a um índice de confiabilidade, conforme apresentado por Aoki (2002).

### 6.6.1. Verificação de Desempenho pelo Conceito de Resistência Característica

Resistência Característica é a resistência onde apenas 5% dos elementos podem apresentar valores menores do que ela (ver expressões 6.2 e 6.3). Nesta filosofia, deve-se demonstrar que a solicitação de cálculo é menor ou no máximo igual ao valor da resistência característica calculada.

A Tabela 6.56 apresenta a aplicação deste conceito para a totalidade das estacas, mostrando os valores de resistência característica para os diferentes métodos de previsão e observação. A Tabela 6.57 apresenta os valores deste estudo para as estacas ensaiadas ainda não concretadas.

Tabela 6.56 – Resistência característica geral do estaqueamento.

	Fórmulas Dinâmicas			Aoki-Velloso (grandes amostras)		Aoki-Velloso (pequenas amostras)	
	Brix	Holandeses	Dinamarq	Embuch	Não Embuch	Embuch	Não Embuch
<b>Rm (kN)</b>	15330,0	22321,1	5224,5	13894,0	6967,1	13894,0	6967,1
<b><math>\sigma</math> (kN)</b>	9502,4	13836,3	156,9	6304,6	1693,9	6304,6	1693,9
<b>Rk (kN)</b>	-301,6	-439,6	4966,4	3522,9	4180,7	3908,9	4100,0

Tabela 6.57 – Comparação dos valores de resistência característica para as estacas ensaiadas (tubo metálico).

<b>Método de Cálculo</b>									
<b>Estaca</b>	<b>Fórmulas Dinâmicas</b>			<b>Aoki-Velloso (grandes amostras)</b>		<b>Aoki-Velloso (pequenas amostras)</b>		<b>Carga Mobilizada</b>	
	<b>Brix</b>	<b>Holandeses</b>	<b>Dinamarqueses</b>	<b>Embuchada</b>	<b>Não Embuchada</b>	<b>Embuchada</b>	<b>Não Embuchada</b>	<b>Grandes amostras</b>	<b>Pequenas amostras</b>
<b>E1-M1</b>	15588,0	22697,0	5296,0	14335,1	7640,2	14335,1	7640,2	5091,0	5091,0
<b>E2-M1</b>	18186,0	26480,0	5358,0	18788,5	9164,2	18788,5	9164,2	5500,0	5500,0
<b>E1-M3</b>	13639,0	19860,0	5235,0	15399,0	7076,2	15399,0	7076,2	5821,0	5821,0
<b>E2-M3</b>	12124,0	17653,0	5176,0	20983,1	8360,5	20983,1	8360,5	5950,0	5950,0
<b>Rm (kN)</b>	14884,3	21672,5	5266,3	17376,4	8060,3	17376,4	8060,3	5590,5	5590,5
<b><math>\sigma</math> (kN)</b>	2618,3	3812,4	78,37	3063,9	904,4	3063,9	904,4	383,0	383,0
<b>Rk (kN)</b>	10577,2	15401,1	5137,3	12336,4	6572,6	14048,4	6935,7	4960,5	4989,2

A Tabela 6.57 mostra que em nenhum método de cálculo, para as estacas ensaiadas, a resistência característica foi menor que a solicitação de projeto. Outra verificação que deve ser feita, de acordo com a NBR 6122/1996 é a comparação entre a solicitação majorada e a resistência característica minorada:

$$\gamma_r.S \leq \gamma_m.R_k \quad (6.3)$$

Na expressão (6.3),  $\gamma_r$  é um coeficiente parcial de majoração das solicitações fixado por norma,  $\gamma_m$  um coeficiente parcial de minoração das resistências fixado por norma e S a solicitação de projeto.

O valor da solicitação majorada encontrado foi de 5040 kN. A partir da Tabela 6.56 é possível observar que para as estacas ensaiadas os resultados são satisfatórios. Somente os resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico (carga mobilizada) ficaram um pouco abaixo, mas com erro percentual inferior a 2%.

A Tabela 6.56 mostra que apesar da boa previsão apresentada pelas fórmulas dinâmicas nas estacas ensaiadas, para o estaqueamento como um todo, isto não se verificou. Este resultado pode ser explicado principalmente pelo elevado valor de desvio padrão apresentado. Nas análises da previsão pelo método de Aoki e Velloso com as diferentes expressões da NBR 12655/1992, pode-se observar que os valores da resistência característica são maiores do que a solicitação de projeto considerando a estaca embuchada ou não, mas não verificam a expressão (6.3).

Comparando a Tabela 6.55 com a 6.56 era de se esperar valores aproximados de resistência característica e média, visto que as estacas ensaiadas deveriam representar todo o estaqueamento. Esta diferença pode ser explicada pela diversidade das camadas de solo atravessadas por cada estaca, pela variação na eficiência do sistema de cravação, pela variabilidade de nega obtida, pela posição variável da superfície indeslocável, neste caso uma camada de areia compacta, em relação à cota da ponta de cada estaca. Pode-se observar pelos dados que a cota da ponta das estacas variam da cota -35 m até a cota -44 m. Para melhor ilustrar a variabilidade de resistência em função do comprimento da estaca, principalmente quando se considera o embuchamento, são apresentadas as Figuras 6.33 e 6.34 a seguir.

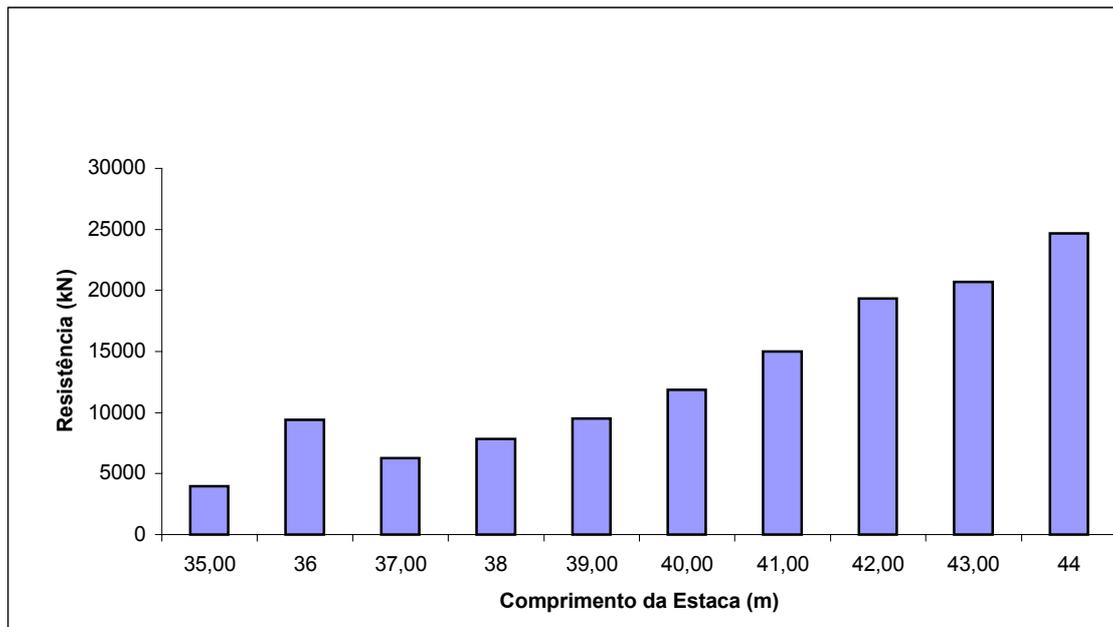


Figura 6.33 – Variabilidade da resistência em função do comprimento da estaca – Estaca Embuchada.

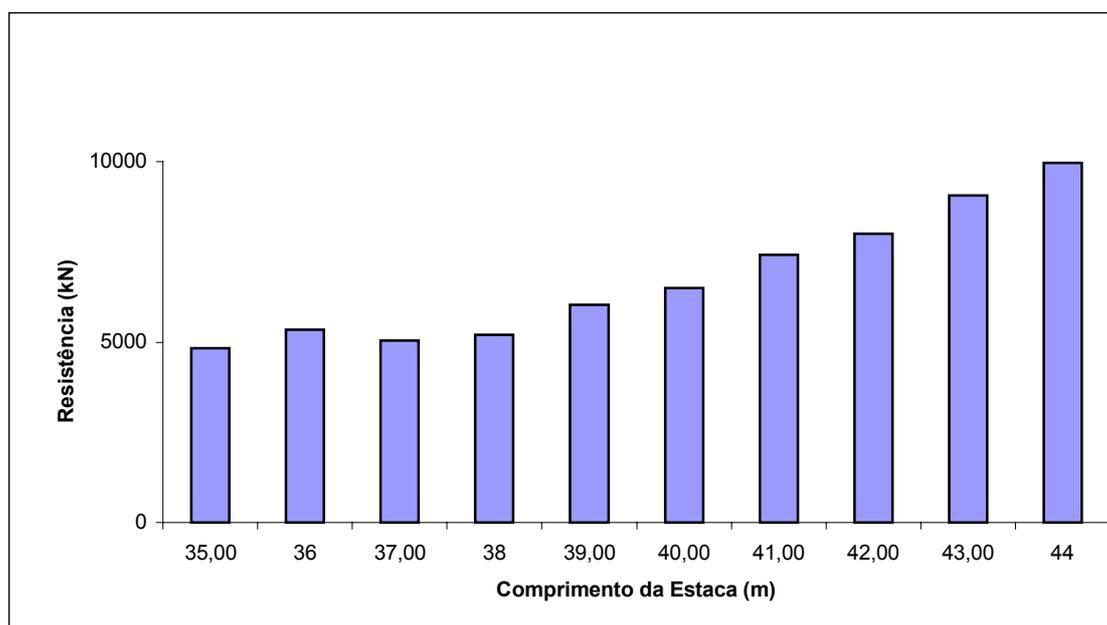


Figura 6.34 – Variabilidade da resistência em função do comprimento da estaca – Estaca não Embuchada.

### 6.6.2. Verificação de Desempenho pelo Conceito de Coeficiente de Segurança Global

Este conceito foi apresentado por Aoki (2002) e advém da análise estatística dos valores das solicitações e das resistências relativos a todos os elementos isolados que compõem uma fundação. Nesta análise pressupõe-se que a resistência real do grupo é maior que a soma das resistências individuais dos elementos isolados. Este conceito baseia-se na crença de que o valor mais provável de ocorrência é o valor médio da variável em estudo, não importando se o desvio padrão é grande ou pequeno. Aoki (2002) apresentou a seguinte expressão para o cálculo do valor do coeficiente de segurança global de uma fundação:

$$CS = (\gamma_S \cdot \gamma_R) \cdot (\gamma_r \cdot \gamma_m) \quad (6.4)$$

Na expressão (6.4),  $\gamma_r$  é um coeficiente parcial de majoração das solicitações fixado por norma,  $\gamma_m$  um coeficiente parcial de minoração das resistências fixado por norma,  $\gamma_S$  é um coeficiente parcial que depende da variabilidade da função solicitação, obtido pela expressão:

$$\gamma_S = \frac{S_k}{S_m} \quad (6.5)$$

Onde  $S_k$  é a solicitação característica e  $S_m$  a solicitação média do estaqueamento.

Ainda na expressão (6.4),  $\gamma_R$  é um coeficiente parcial que depende da variabilidade da função resistência, obtido pela expressão:

$$\gamma_R = \frac{R_m}{R_k} \quad (6.6)$$

Onde  $R_m$  é a resistência média e  $R_k$  a resistência característica.

A Tabela 6.58 mostra para o caso das estacas ensaiadas e para todo o estaqueamento os valores de coeficiente de segurança global para o método de Aoki e Velloso e da carga mobilizada. Pode-se observar desta tabela que em nenhum método de cálculo o coeficiente de segurança do grupo foi menor que o valor mínimo estipulado por norma, que é 2 para estaqueamentos sem prova de carga e 1,6 com provas de cargas.

Tabela 6.58 – Coeficiente de segurança global para as estacas ensaiadas e para todo o estaqueamento.

<b>Combinações</b>	<b>CS Est Ensaídas (grandes amostras) Aço</b>	<b>CS Est Ensaídas (pequenas amostras) Aço</b>	<b>CS do Grupo (grandes amostras)</b>	<b>CS do Grupo (pequenas amostras)</b>
<b>Solicitação x Carga Mobilizada</b>	1,89	1,88	-	-
<b>Solicitação x Est Embuchada</b>	2,36	2,10	6,63	5,97
<b>Solicitação x Est Não Embuchada</b>	2,06	1,95	2,81	2,85

### 6.6.3. Verificação de Desempenho pelo Conceito de Probabilidade de Ruína

O conceito de probabilidade de ruína foi apresentado por Aoki (2002) e está associado a um índice de confiabilidade que é obtido através da posição relativa e do grau de dispersão das curvas de densidade de probabilidade da solicitação e da resistência. A probabilidade de ruína é associada a um índice de confiabilidade ( $\beta_1$ ), calculado através da seguinte expressão:

$$\beta_1 = \frac{R_m - S_m}{(\sigma_s^2 + \sigma_R^2)^{0,5}} \quad (6.6)$$

Na expressão (6.6),  $\sigma_s$  é o desvio padrão das solicitações,  $\sigma_R$  é o desvio padrão das resistências,  $R_m$  a resistência média e  $S_m$  a solicitação média.

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

A Tabela 6.59 apresenta para o estaqueamento em estudo os valores de índice de confiabilidade e probabilidade de ruína para o método de Aoki e Velloso e para a carga mobilizada.

Tabela 6.59 – Índice de confiabilidade e probabilidade de ruína.

	<b>Combinações</b>	<b>EST Ensaaiadas</b>	
		<b><math>\beta 1</math></b>	<b>pF</b>
Observação	Solicitação x Carga Mobilizada	6,76	1/2188
Previsão Estacas Ensaaiadas	Solicitação x Estaca Embuchada	4,69	1/1519
	Solicitação x Estaca Não Embuchada	5,59	1/1811
Previsão Estaqueamento	Solicitação x Estaca Embuchada	1,73	1/559
	Solicitação x Estaca Não Embuchada	2,34	1/758

Os valores encontrados para a probabilidade de ruína para o estaqueamento são menores do que os valores indicados por Aoki (2002) como satisfatórios. Porém, como se trata de uma previsão, não é possível afirmar que a obra ruirá. Principalmente, se for levado em consideração os valores encontrados para as estacas ensaiadas.

#### 6.6.4. Comparação entre Previsão e Observação

Segundo Aoki (2002) uma previsão de capacidade de carga é satisfatória se atender a dois critérios: quando a resistência média prevista é igual a medida e quando o coeficiente de variação da resistência prevista é igual ao valor medido.

Visando conhecer o comportamento mais aproximado de estacas vazadas, ou seja, se houve embuchamento ou não, aplicou-se os dois critérios acima mencionados que são apresentados na Tabela 6.60.

De acordo com estes critérios, pode-se considerar que as estacas em estudo se comportaram como estacas não embuchadas para cargas próximas as mobilizadas.

Porém, analisando-se as Tabelas 6.61 e 6.62 observa-se que os valores encontrados com a previsão considerando as estacas como embuchadas, aproximou-se mais dos valores obtidos de carga de ruptura extrapolada.

De modo a obter-se uma visão mais clara do comportamento das estacas, optou-se por analisar o modo de transferência da carga para o solo. Estes gráficos são apresentados nas Figuras 6.35 a 6.40 e neles a cota  $Z=0$  representa o início da penetração da estaca no solo. Os valores utilizados na traçado destes gráficos podem ser encontrados em Lobo (2003).

Tabela 6.60 – Obtenção da previsão satisfatória.

Estaca	Solicitação (kN)	Resistência (kN)		
		Carga de Ruptura Extrapolada	Prevista	
			Embuchada	Não Embuchada
E1-M1	3000	5091,0	14335,1	7640,2
E2-M1	3000	5500,0	18788,5	9164,2
E1-M3	3000	5821,0	15399,0	7076,2
E2-M3	3000	5950,0	20983,1	8360,5
<b>Média</b>	3000	5590,5	17376,4	8060,3
$\sigma$	0	383,0	3063,9	904,4
<b>CV (%)</b>	0	7	18	11
<b>Erro dos valores médios (%)</b>			210,8	44,2
<b>Erro dos coeficientes de variação (%)</b>			157,4	63,8

Tabela 6.61 – Valores calculados na previsão.

Estaca	Não Embuchada				Embuchada			
	Ponta	Fuste	Total	Truncados	Ponta	Fuste	Total	Truncados
<b>E1-M1</b>	672,0	6968,0	7640,0	6500,0	9832,0	4503,0	14335,0	14335,0
<b>E2-M1</b>	672,0	8492,0	9164,0	6500,0	12710,0	6080,0	18790,0	17880,0
<b>E1-M3</b>	525,0	6551,0	7076,0	6500,0	11024,0	4375,0	15399,0	15399,0
<b>E2-M3</b>	882,0	7479,0	8361,0	6500,0	15791,0	5192,0	20983,0	17880,0

Tabela 6.62 – Valores obtidos na observação.

Estaca	Carga Mobilizada			Carga de Ruptura Extrapolada	
	Ponta	Fuste	Total	Calculados	Truncados
E1-M1	790,0	4300,0	5090,0	14590,0	6500,0
E2-M1	450,0	5040,0	5490,0	16000,0	6500,0
E1-M3	500,0	5320,0	5820,0	12820,0	6500,0
E2-M3	1253,0	4690,7	5950,0	8450,0	6500,0

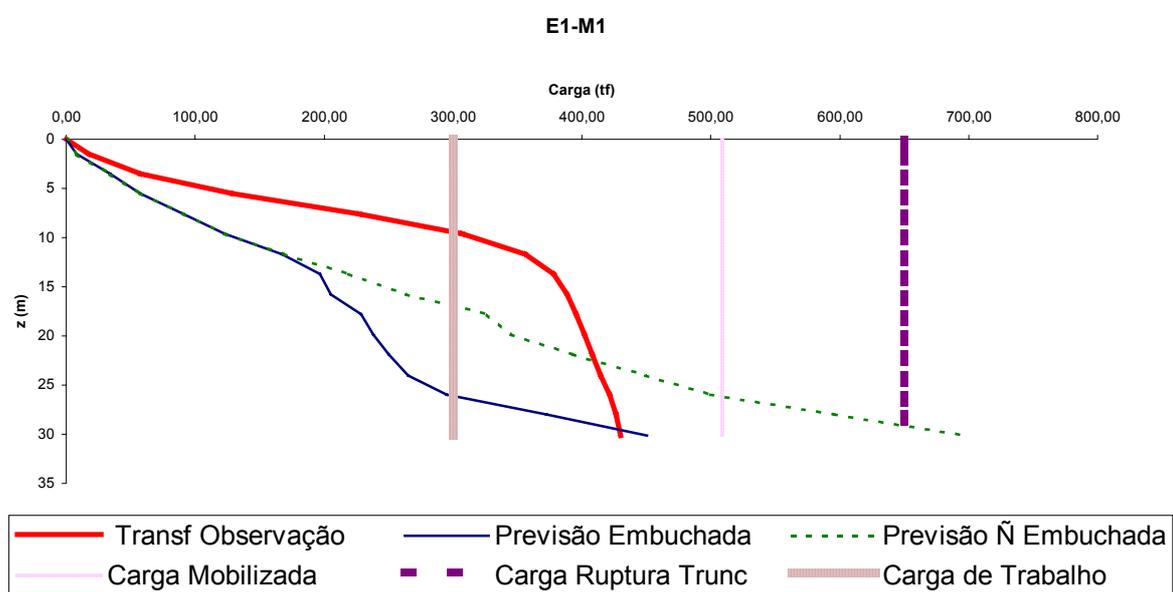


Figura 6.35 – Transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 1.

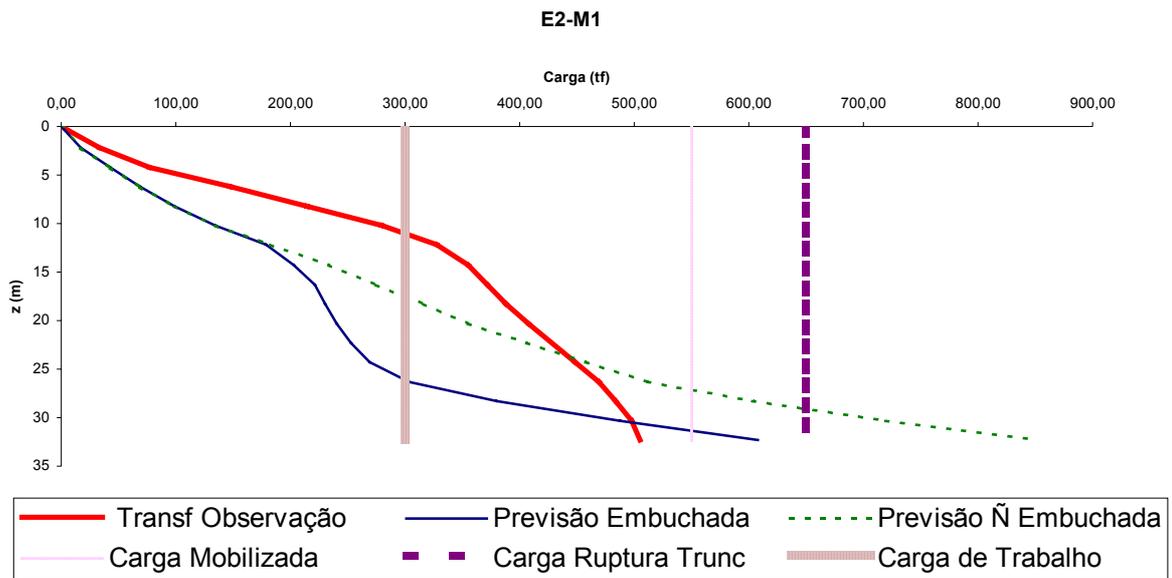


Figura 6.36 – Transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 1.

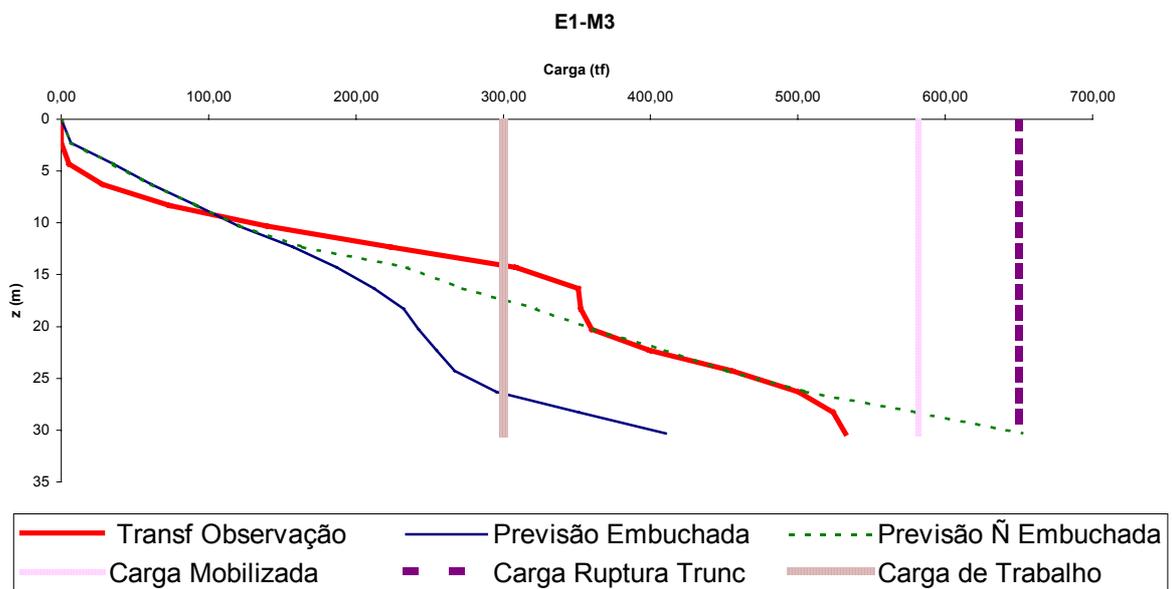


Figura 6.37 – Transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 3.

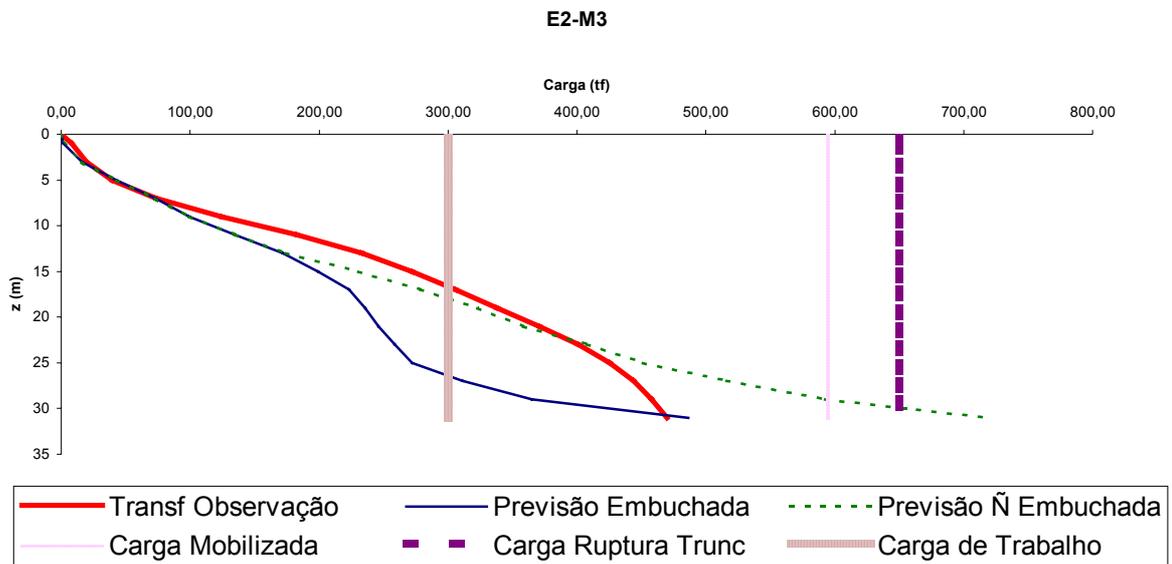


Figura 6.38 – Transferência de carga para o solo – Estaca 2 Módulo 3.

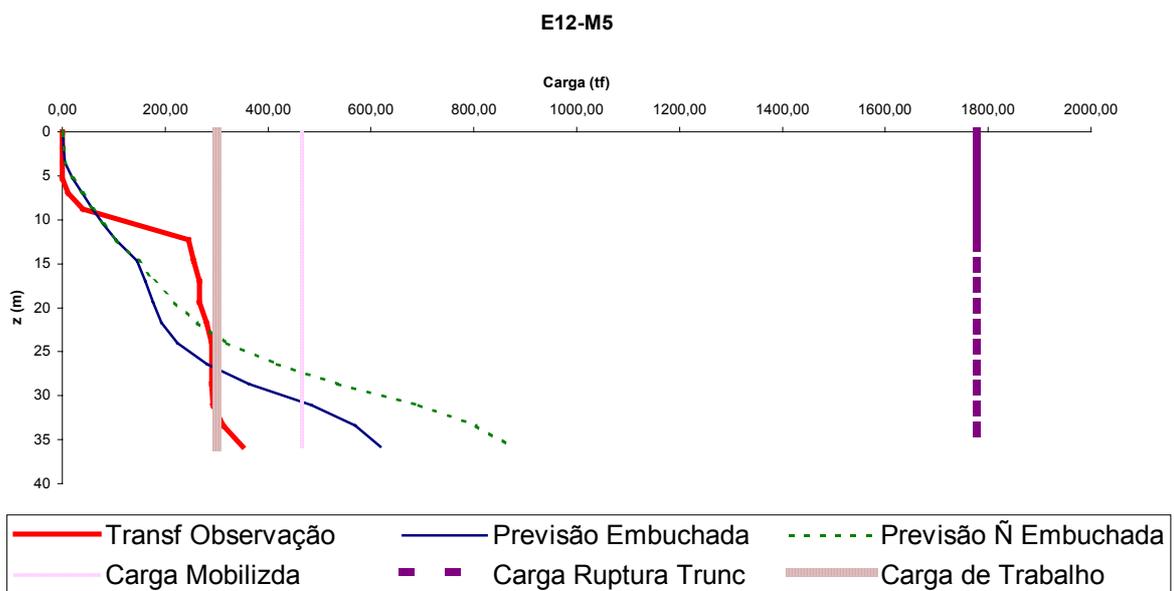


Figura 6.39 – Transferência de carga para o solo – Estaca 12 Módulo 5.

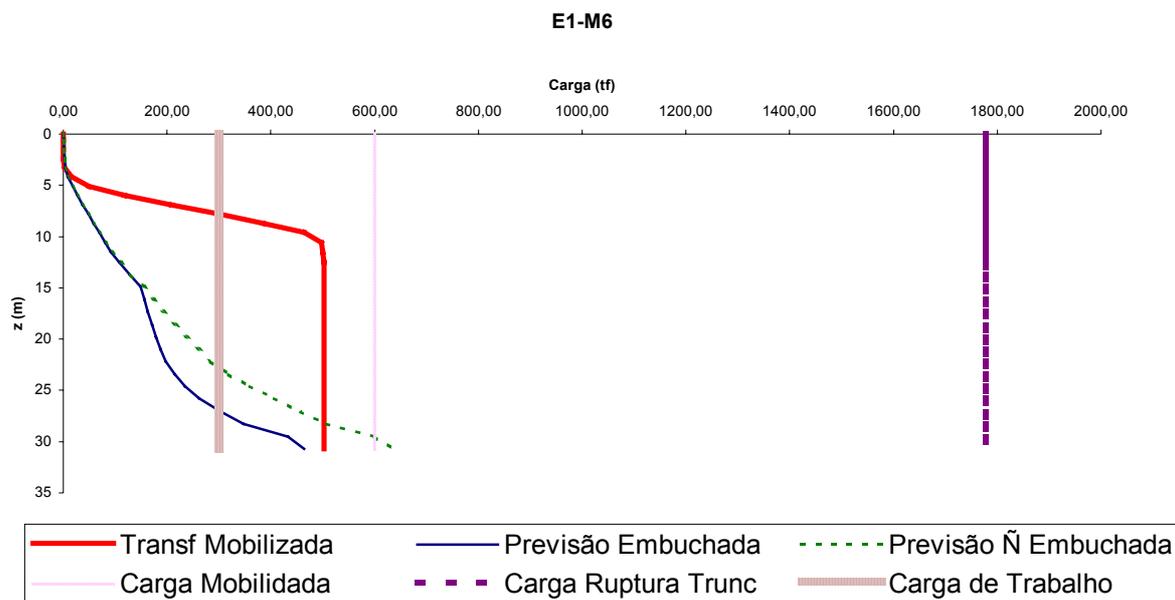


Figura 6.40 – Transferência de carga para o solo – Estaca 1 Módulo 6.

Da análise destas figuras, verifica-se que para a carga de trabalho, as estacas mobilizaram praticamente só atrito lateral. Pode-se observar que a carga mobilizada na prova de carga dinâmica é predominantemente lateral.

Como não foi mobilizada toda a capacidade de carga na prova de carga dinâmica, fica difícil concluir o quanto foi mobilizado por atrito, se mobilizou atrito interno ou externo ou quanto mobilizou por ponta, ou seja, não se pode afirmar se ocorreu o embuchamento ou não das estacas.

## CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou primeiramente um enfoque em Modernização e Recuperação de Estruturas Portuárias. Foram mostrados soluções e procedimentos que podem ser aplicados em diferentes tipos de estruturas de atracação. Este segmento da dissertação apresentou-se como um guia para quem tenha necessidade ou curiosidade em buscar informações acerca de processos que podem ser empregados para remodelar, modernizar ou recuperar estruturas portuárias.

Num segundo momento foi dada ênfase a propostas de soluções em 2 casos particulares: o Porto Velho e o Porto Novo do Rio Grande. Para o 1º caso foram apresentados os danos encontrados e as soluções emergenciais tomadas para a imediata resolução dos problemas. A intenção inicial era a de desenvolver um projeto que pudesse ser utilizado para a recuperação definitiva do cais. Porém, tendo em vista que a prioridade foi dada a remodelação do cais do Porto Novo, por ser um cais de maior potencial econômico e ser o único cais público do Complexo Portuário do Rio Grande, o trabalho limitou-se a apresentar as soluções emergenciais tomadas e indicar métodos que podem ser desenvolvidos e utilizados para a recuperação total do cais.

No caso Porto Novo, apresentou-se o projeto final utilizado na remodelação do cais. Optou-se por um estudo mais aprofundado, em retroanálise, sobre as estacas do mar, a fim de avaliá-las e obter conclusões sobre sua segurança.

Numa análise estatística, para a previsão da capacidade de carga das estacas, foram encontrados valores médios aceitáveis para os coeficientes de segurança adotados, tanto considerando as estacas embuchadas como não embuchadas. Já em termos de resistência característica, os módulos 1, 5 e 6 apresentaram valores demasiados baixos. Chegou-se a conclusão de que isto aconteceu porque os coeficientes de variação foram muito altos, decorrentes, principalmente, da dispersão entre as profundidades das pontas das estacas nos módulos problemáticos, ocasionada pelo processo executivo de cravação.

Na aplicação das fórmulas dinâmicas (Brix, Holandeses e Dinamarqueses) ficou comprovada a afirmação de Danziger e Ferreira (2000) de que a fórmula dos Dinamarqueses é a mais indicada para a previsão da capacidade de carga em estacas metálicas. Isto pode ser observado nas tabelas geradas nos métodos de previsão, onde se verificou que os resultados

foram uniformes e valores baixos tanto para o desvio padrão quanto para o coeficiente de variação.

Da interpretação dos ensaios de carregamento dinâmico, chegou-se a conclusão de que as estacas ensaiadas não sofreram nenhum dano estrutural importante durante a cravação. No emprego destes ensaios foram obtidas apenas as cargas ditas mobilizadas, e não as de ruptura. Para a obtenção destas fez-se a extrapolação das curvas carga-recalque. O valor das cargas de ruptura ficaram acima do valor máximo indicado (3 vezes o valor da carga máxima mobilizada), significando que elas devem ser utilizadas com cautela.

Na verificação de desempenho pelo conceito de resistência característica para as estacas ensaiadas verificou-se que para todos os métodos de previsão (fórmulas dinâmicas, Aoki e Velloso, quer considerando embuchada quer não embuchada, bem como para as provas de carga dinâmica) foram obtidos valores maiores do que a solicitação de projeto. Já para o estaqueamento como um todo, isto não se confirmou para as fórmulas dinâmicas de Brix e Holandeses. Este resultado pode ser explicado pelo alto valor do desvio padrão apresentado. Porém, ao contrário daquelas, a fórmula dos Dinamarqueses apresentou valores bastante próximos tanto para o estaqueamento como um todo quanto para as estacas ensaiadas. Aplicando-se o método estatístico para os valores encontrados na previsão por Aoki e Velloso, foram obtidas resistências características maiores do que a solicitação de projeto, embora com valores diferentes entre as análises de previsão se comparado com a observação nas provas de carga. As diferenças encontradas na aplicação do método proposto por Aoki podem ser atribuídas à diversidade das camadas atravessadas, à eficiência do sistema de cravação, à variabilidade de nega obtida e à posição da superfície indeslocável.

Na verificação do desempenho pelo conceito de coeficiente de segurança global, obteve-se resultados satisfatórios, acima do estipulado por norma.

No emprego do método da verificação de desempenho pelo conceito de probabilidade de ruína para as estacas ensaiadas, foram encontrados valores aceitáveis. Já para o estaqueamento como um todo, estes resultados não se repetiram. Porém, isto não significa que a obra ruirá, pois se trata apenas de uma previsão.

Comparando-se os valores obtidos na previsão com os encontrados na observação, verificou-se que se as cargas aplicadas ficarem em torno dos valores das cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos, as estacas se comportarão como não embuchadas. Já se as cargas tenderem para as da extrapolação, as estacas se comportarão como embuchadas. Mas como não foi mobilizada toda a capacidade de carga nos ensaios, não é possível afirmar com precisão se houve o embuchamento ou não. Todavia, parece que se confirmam os resultados

de Niyama (1991) que indicam que, no caso de estacas tubulares, pode-se considerar um valor entre os previstos para estacas não embuchadas e embuchadas. Também se verificou que para a solicitação de projeto, tanto as estacas não embuchadas quanto as embuchadas absorverão as cargas apenas pelo fuste, o que ocasiona coeficientes de segurança aceitáveis para o estaqueamento.

Outro fator que deve ser considerado foi a falta de um mínimo de provas de carga estáticas como o preconizado pela NBR 6112/1996, que serviria de subsídio para melhor comparar os resultados das provas de carga dinâmicas com os métodos de previsão.

Sugestões para próximos trabalhos:

- Controle mais rigoroso da nega e repique com estudo de cravabilidade, de modo a diminuir a dispersão devido a variações no perfil de ponta das estacas;
- Utilizar os dados da análise de cravabilidade e do número de golpes/m para retroanalisar, através do método de Aoki-Velloso, alterando fatores de forma, velocidade e energia de cravação usados na análise com SPT;
- Melhorar o sistema de instrumentação de futuras estacas para um melhor entendimento do processo embuchamento – não embuchamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ALONSO, U. R. Previsão e Controle de Fundações. 1ª ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda, 1991. 142 p.

ALVES, A. M. de L.; LOPES, F. de R.; DANZIGER, B. R. Métodos Dinâmicos para Previsão e Controle do Comportamento de Estacas Cravadas. In: II Seminário de Engenharia Geotécnica, 2003, Rio Grande. Anais do II Seminário de Engenharia Geotécnica. Rio Grande: Editora da FURG, 3002. p 15-22.

AOKI, N.; VELLOSO, D de A., An Approximated Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In: 5<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975, Buenos Aires. Proceedings of V PCSMFE. p. 367-376.

AOKI, N. Considerações Sobre Capacidade de Carga de Estacas Isoladas – notas de aula. Universidade Gama Filho. 1976.

AOKI, N. Segurança e Confiabilidade de Fundações – notas de aula. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos. 2003.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. Previsão e Comprovação da Carga Admissível de Estacas. **Engenharia**, São Paulo, n. 496, p. 17-26, jun 1993.

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. p. 131-139.

BENEGAS, H. Q. Previsões para a Curva Carga-Recalque de Estacas a Partir de SPT. Rio de Janeiro, 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE- Universidade Federal do Rio de Janeiro.

GAYTHWAITE, John W. Design of Marine Facilities for Berthing, Mooring and Repair of Vessels. Von Nostrand Reinhold Book: New York. 1990. 525 p. ISBN 0-442-22900-3.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini. 1998. 751 p. ISBN 85-7266-064-x.

DA SILVA, M. P. M. Porto do Rio Grande – Um Estudo sobre o Impacto das Melhorias das Condições de Acesso Marítimo nas Instalações Existentes e Definições sobre Modernização de Estruturas de Atracação. Rio Grande, 2001. 122 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), FURG – Fundação Universidade Federal do Rio Grande.

DANZIGER, B. R.; FERREIRA, J. S. Back-Analysis of Steel Pile Driving for Quality Assurance. In: 6<sup>a</sup> International Conference on the Application of the Stress-Wave Theory to Piles. 2000, São Paulo. p. 657-663.

DANZIGER, B. R. Estudo de Correlações entre os Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica e suas Aplicações ao Projeto de Fundações Profundas. Rio de Janeiro, 1982. Tese de Mestrado. COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

DIAS, C. R. R. Comportamento das Estacas de Fundação dos Silos do Terminal de Trigo e Soja do Superporto do Rio Grande. **Revista Solos e Rochas**, v. 2, n. 2, p. 27-37, 1979.

DIAS, C. R. R.; PINTO, W. T.; VITOLA, M. A. Uma Proposta de Solução para Recuperação do Cais do Porto Velho. Relatório Técnico. Rio Grande. 2000.

DIAS, C. R. R. Aspectos Geotécnicos e Soluções de Fundações de Obras Portuárias de Rio Grande/RS. In: II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2000, Porto Alegre. Anais do GEOSUL 2000. Porto Alegre: Gráfica e Editora Pallotti, 2000. p. 53-61.

DIAS, C. R. R.; PINTO, W. T. Relatório sobre o Estudo de Viabilidade da Utilização de Guindaste Gottwald no Cais do Porto Novo do Rio Grande Via Estabilização do Pavimento do Cais. Relatório Técnico. Rio Grande. 2002.

EIPELDAVER, C.; DAMIANI, R.; DIAS, C. R. R.; PINTO, W. T. Especificações e Metodologia dos Serviços da Obra de Modernização do Cais do Porto Novo do Rio Grande. Relatório Técnico. Rio Grande. 2000.

LAPROVITERA, H. Reavaliação de Método Semi-empírico de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Banco de Dados. Rio de Janeiro, 1988. 213 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

LOBO, B. O. Verificação de Desempenho das Fundações da Obra de Modernização de um Cais de Gravidade. Rio Grande, 2003. 161 p. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, FURG – Fundação Universidade Federal do Rio Grande.

NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações – Procedimentos. 1996.

NBR 9782 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas e Fluviais. 1987.

NBR 12655 – Preparo, Controle e Recebimento de Concreto. 1992.

NBR 13208 – Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico. 1994.

NIYAMA, S. O Efeito do Embuchamento na Distribuição de Resistência em Estacas Cravadas de Ponta Aberta. In: II Seminário de engenharia de Fundações Especiais, 1991, São Paulo. Anais do SEFE II. São Paulo: ABEF e ABMS, 1991. p 294-303.

NUNES, J. L. O. Procedimentos Adotados na Recuperação e Reforço do Cais Acidentado da Empresa Leal Santos Pescados S/A. In: 30ª Reunião Anual do IBRACON. 1988, Rio Grande. Anais da 30ª Reunião Anual do IBRACON.

PDI ENGENHARIA. Relatório sobre o Ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA). Relatório Técnico. Rio de Janeiro. 2003.

QUEIROZ, M. L. B. A Vila do Rio Grande de São Pedro: 1773/1822. Rio Grande: Editora da FURG. 1987. 191 p. ISBN 85-85042-12-5.

RIO GRANDE VIRTUAL. Página Eletrônica da Cidade do Rio Grande. 2005. [www.riograndevirtual.com.br](http://www.riograndevirtual.com.br).

SMITH, E. A. L. Pile Driving Analysis by the Wave Equation. **Journal of Soil Mechanics and Foundations ASCE**. v 86, n SM4, p 35-61, 1960.

SUPRG. Página Eletrônica do Porto do Rio Grande. Superintendência do Porto do Rio Grande. 2005. [www.portoriogrande.com.br](http://www.portoriogrande.com.br).

TSINKER, G. P. Marine Structures Engineering – Specialized Applications. New York: Chapman & Hall. 1995. 548 p. ISBN 0-412-98571-3.

TSINKER, G. P. Handbook of Port and Harbor Engineering – Geotechnical and Structural Aspects. New York: Chapman & Hall. 1997. 1054 p. ISBN 0-412-08701-4.

VAN DER VEEN, C. The Bearing Capacity of a Pile. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1953, Zurich. Proceedings of 3<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. p. 84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações. Rio de Janeiro: COPPE – UFRJ. 2002. 472 p. v 2. ISBN 85-285-0051-9.