

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

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DOS ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES DE UM CAIS DE
CONTÊINERES

por

André Pereira Ramos

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, novembro de 2016

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DOS ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES DE UM CAIS DE CONTÊINERES

Por

André Pereira Ramos

Engenheiro Civil

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

Área de Concentração: Engenharia Costeira

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Comissão de Avaliação:

Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves

EE/FURG

Prof. Dr. Charlei Marcelo Paliga

FAURB/UFPEL

Prof. Dr. Paulo Roberto de Freitas Teixeira

PPGEO/FURG

Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Rio Grande, 17 de novembro de 2016

“ANÁLISE PROBABILÍSTICA DOS ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES DE UM CAIS DE
CONTÊINERES”

ANDRÉ PEREIRA RAMOS

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de

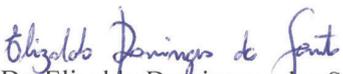
MESTRE EM ENGENHARIA OCEÂNICA

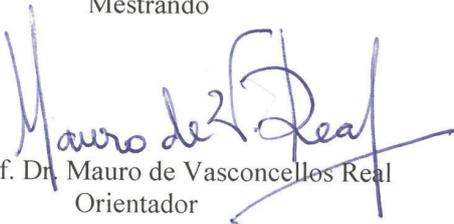
Tendo sido aprovado em sua forma final pela Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.


Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos
Coordenador do Programa

Banca examinadora:


André Pereira Ramos
Mestrando


Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos
Coordenador do PPGeo


Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real
Orientador


Prof. Dr. Paulo Roberto de Freitas Teixeira
Membro interno – PPGeo/ FURG


Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves
FURG


Prof. Dr. Charlei Marcelo Paliga
Membro Externo -UFPEL

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Mauro de Vasconcellos Real, por ter aceitado conduzir este trabalho, pelos conhecimentos passados e pela excelente orientação das atividades.

Ao TECON Rio Grande, pela possibilidade de visita técnica ao terminal e pelo fornecimento de documentação técnica.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO), pelos conhecimentos transmitidos durante a realização das disciplinas.

À Coordenação do PPGEO, pela dedicação dispensada à melhoria do programa.

Aos meus familiares, minha companheira e meus amigos, pelo incentivo.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo auxílio financeiro, e à Universidade Federal do Rio Grande (FURG).

Aos demais que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

Diversos fatores contribuíram para que as estruturas portuárias adquirissem uma elevada importância no bem-estar social e econômico dos países, fazendo com que o contínuo estudo e aprimoramento das técnicas de projeto e construção dessas estruturas seja um tema muito relevante dentro da engenharia. Destaca-se nesse contexto a teoria da confiabilidade estrutural, a qual visa assegurar que as estruturas irão desempenhar suas finalidades dentro das condições necessárias de segurança e funcionalidade. Em face a isso, no presente trabalho é apresentada uma análise estrutural probabilística de um cais de contêineres de paramento aberto, tendo como objetivo a obtenção dos parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade dos esforços nas fundações da referida estrutura, fornecendo assim subsídios para futuras análises de confiabilidade estrutural. Também foram efetuadas comparações entre os resultados obtidos para as 52 combinações de carregamentos analisadas, verificando-se aquelas que conduzem aos esforços axiais máximos e mínimos nas estacas da estrutura. Para execução das análises probabilísticas aplicou-se o método de simulações de Monte Carlo combinado a um modelo estrutural em elementos finitos, sendo as variáveis de entrada nas simulações os parâmetros referentes aos carregamentos externos atuantes na estrutura, e as variáveis de saída os esforços internos no topo das estacas. Sendo os esforços axiais governantes no dimensionamento das fundações de cais portuários de paramento aberto, tais esforços foram as principais saídas das análises probabilísticas, tendo sido considerados também os momentos e forças cortantes no topo das estacas mais carregadas axialmente. Tanto o modelo em elementos finitos como as simulações de Monte Carlo foram realizados no software ANSYS, em suas interfaces *Mechanical APDL* e *Probabilistic Design System*, respectivamente, enquanto que o tratamento dos dados obtidos nas análises foi executado no software Matlab. Além da obtenção dos parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade dos esforços axiais máximos e mínimos no topo das estacas e dos momentos e esforços cortantes associados a esses, verificou-se que combinações de carregamentos com ventos extremos atuando sobre duas embarcações amarradas ao mesmo módulo estrutural conduzem tanto às compressões quanto às trações mais intensas nas fundações da estrutura. Verificou-se também que os valores médios mais intensos se referem às distribuições das máximas compressões, enquanto que as maiores variabilidades são verificadas para as distribuições das máximas trações.

Palavras-chaves: análise probabilística, cais de contêineres, simulações de Monte Carlo, método dos elementos finitos, ANSYS.

ABSTRACT

Due to several reasons, port structures have become very important to social and economic welfare of nations, making the continuous study and improvement of their design and construction techniques a very relevant subject within engineering world. In this context, an important area is the structural reliability theory, which aims to ensure that structures will perform their purposes within the necessary conditions of safety and functionality. Based on that, this work presents a probabilistic structural analysis of a container terminal berth, aiming to obtain statistical parameters and probability distributions of the internal forces in the foundations of the structure, thus providing parameters of interest in future structural reliability analyses. Comparisons between the 52 probabilistically analyzed load combinations were also presented. The Monte Carlo simulations method was applied to a structural finite element model, having as input random variables the structural external load parameters, and the output random variables the internal forces at the pile heads. As the axial forces play the main role in the design of such elements, in addition to those efforts the internal forces and moments at most axially loaded piles were also analyzed. Both finite element model and Monte Carlo simulations were performed in ANSYS software, on its Mechanical APDL and Probabilistic Design System packages, respectively, while the obtained data was processed in Matlab.

In addition to obtaining the statistical parameters and probability distributions of the maximum and minimum axial forces at the pile heads and the moments and shear forces associated to them, it was found that combinations considering extreme wind loads acting on two vessels moored to the same structural module lead to the maximum compressions and tension forces in the foundations of the structure. It was also verified that the maximum medium values refer to the compression distributions whereas the greater variabilities are verified for the maximum tension distributions.

Keywords: Probabilistic analysis, container terminal berth, Monte Carlo simulation, finite element method, ANSYS.

ÍNDICE

1.INTRODUÇÃO	22
1.1.Trabalhos relacionados e referências	24
2.OBJETIVOS	27
3.FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	28
3.1.Análise Estrutural.....	28
3.1.1.Estrutura Real.....	28
3.1.2.Modelo Estrutural	29
3.1.3.Modelos Discretos e o Método dos Elementos Finitos.....	29
3.1.4.Modelagem Computacional e o software ANSYS.....	30
3.2.Ações em Estruturas Portuárias	32
3.2.1.Ações provenientes do lado marítimo;.....	32
Forças de Atracação	32
Forças de Amarração.....	35
3.2.2.Ações na estrutura propriamente dita;	44
Peso Próprio	44
Variações de Temperatura	45
Sobrecarga Acidental	45
Equipamentos.....	45
3.2.3.Ações provenientes do lado terrestre	46
3.3.Teoria das Probabilidades, Confiabilidade Estrutural e Análise Probabilística de Estruturas	47
3.3.1.Variáveis aleatórias e seus principais parâmetros	47
3.3.2.Distribuições de probabilidade.....	48
Distribuição Uniforme	48
Distribuição Normal (Gaussiana).....	49
Distribuição Lognormal	49
Distribuição de Weibull (ou Valores Extremos Tipo III)	49
3.3.3.Determinação de Parâmetros e Distribuições de Probabilidade e Testes de Aderência.....	50
3.3.4.Teorema do Limite Central	51
3.3.5.Correlação entre Duas Variáveis Aleatórias	52
3.3.6.Confiabilidade Estrutural	52
3.3.7.Análise Probabilística de Estruturas e o Método de Monte Carlo.	53

4.METODOLOGIA	55
4.1.Estudo de Caso.....	55
4.2.Modelagem Estrutural.....	58
4.2.1.Verificação do Modelo Computacional.....	61
4.3.Combinações, Carregamentos e Parâmetros Estatísticos.....	62
4.3.1.Ações Estruturais e Parâmetros Estatísticos Adotados	62
Peso Próprio Estrutural	63
Peso Próprio da Camada de Pavimentação	64
Reação Horizontal da Estaca Prancha.....	65
Variação de Temperatura.....	65
Sobrecarga Acidental	66
Atracação	67
Amarração.....	70
Equipamentos.....	73
Portêineres – Fora de Operação	74
Portêineres – Em Operação.....	74
Guindastes Móveis Portuários – Fora de Operação	76
Guindastes Móveis Portuários – Em Operação.....	76
4.3.2.Combinações de Carregamentos	78
4.3.3.Resumo das Variáveis Aleatórias e Parâmetros das Simulações.....	80
4.4.Análises Probabilísticas	86
4.4.1.Convergência das simulações	87
5.RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	90
5.1.Verificação da adequabilidade das saídas do modelo à Distribuição Normal de Probabilidade..	90
5.2.Parâmetros estatísticos das Variáveis de Saída	93
5.2.1.Esforços Axiais Mínimos (Compressão).....	93
5.2.2.Esforços Axiais Máximos (Tração/Compressão).....	94
5.2.3.Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 1	94
5.2.4.Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 2	97
5.2.5.Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 3	99
5.2.6.Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 4	101
5.2.7.Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 5	103
5.2.8.Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 6	105

5.2.9.Parâmetros Estatísticos e Dist. de Probabilidade Para os Piores Casos de Cada Grupo.....	107
Esforços Axiais Mínimos	107
Esforços Axiais Máximos	116
5.2.10.Correlação Entre os Esforços Normais e os Carregamentos.....	122
5.2.11.Correlação Entre os Esf. Normais e os Mom. e F. Cortantes nas Est. Mais Carregadas	124
5.2.12.Comparação com outros trabalhos relacionados.....	125
6.CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	129
APÊNDICE 1 – ARRANJOS DE CARREGAMENTOS	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Sequência de níveis referentes a uma análise estrutural (Fonte: Martha, 2010).	28
Figura 3.2. Elemento linear tipo Beam189 (ANSYS, 2016).	31
Figura 3.3. Principais ações em estruturas acostáveis. (Fonte: Adaptada de Thoresen, 2014).	32
Figura 3.4. Velocidades de atracação em função das condições ambientais e do tamanho da embarcação (Adaptada de Brolsma et al., 1977).	34
Figura 3.5. Coeficientes de força de vento transversais e longitudinais para navios porta-contêineres (Adaptado de BSI, 2000).	36
Figura 3.6. Gráfico atualizado para as isopletas brasileiras proposto por Beck e Corrêa (2013).	39
Figura 3.7. Coeficientes das forças de arrasto devidas a correntes transversais e longitudinais agindo nas embarcações em condições de águas profundas (Adaptada de BSI, 2000).	40
Figura 3.8. Fatores de correção devido à profundidade do corpo d'água (Adaptada de BSI, 2000).	40
Figura 3.9. Arranjo para análise estática de sistemas amarração de navios em estruturas acostáveis (Adaptada de ASCE, 2014).	41
Figura 3.10. Componentes das forças nos cabos de amarração (Adaptada de Tsinker, 1997).	43
Figura 3.11. (a) Portêineres e (b) Guindastes Móveis Portuários (Fontes: Catálogo Liebherr, Container Magazine).	46
Figura 3.12. Distribuições de probabilidade da resistência, dos efeitos dos carregamentos e da função estado limite (Adaptada de Nowak e Collins, 2000).	53
Figura 4.1. Localização do Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande (Fonte: https://www.google.com.br/maps).	55
Figura 4.2. Cais do TECON Rio Grande (Fonte: http://www.portoriogrande.com.br).	56
Figura 4.3. Planta de locação das estacas do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).	56
Figura 4.4. Planta de locação das vigas longitudinais e transversais do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).	57
Figura 4.5. Corte transversal do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).	57
Figura 4.6. Detalhe das vigas longitudinais do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).	58
Figura 4.7. Sistemas global e local de coordenadas.	60
Figura 4.8. Modelo estrutural para o cais do TECON em vista de (a) perspectiva, (b) frontal e (c)	

lateral.....	61
Figura 4.9. Modelos estruturais construídos nos softwares (a) SAP 2000 e (b) ANSYS.	61
Figura 4.10. Comparação dos resultados obtidos nos softwares ANSYS e SAP2000 para o modelo estrutural submetido a uma combinação simplificada de esforços.	62
Figura 4.11. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotadas para o peso específico do concreto armado γ_C	63
Figura 4.12. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotadas para a carga distribuída da camada de pavimentação QPAV.	64
Figura 4.13. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotados para a reação horizontal das estacas-prancha QE-P	65
Figura 4.14. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade ajustadas para dados de temperatura T1 em Rio Grande/RS (Fonte dos dados: INMET, 2016).	66
Figura 4.15. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotados para a sobrecarga acidental.....	67
Figura 4.16. Parâmetros estatísticos e distribuição de probabilidade Normal Truncada ajustada para o porte das embarcações (Fonte dos dados: TECON, 2016).	68
Figura 4.17. Equações de ajuste das (a) velocidades de atracação, (b) calado médio e (c) largura dos navios em função do seu porte (Fontes dos dados: conforme indicado nas legendas).	69
Figura 4.18. Equação ajustada para a área vélica em função do porte das embarcações (Fontes dos dados: indicado).	70
Figura 4.19. Distribuições de Weibull e Lognormal adotadas para os (a) ventos de operação e (b) extremos (Fontes: Olinto, Pinto e Halal, 2002; SEMC/RS, 2002).	72
Figura 4.20. Reta ajustada para a distância entre perpendiculares LBP em função do porte das embarcações (Fonte dos dados: indicado).	72
Figura 4.21. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal Truncada de probabilidade adotada para a velocidade das correntes marítimas.	73
Figura 4.22. Parâmetros estatísticos e distribuição de probabilidade ajustadas para os pesos de contêineres cheios movimentados em 2014 no TECON (Fonte dos dados: ANTAQ, 2016).	75
Figura 4.23. Modelo bidimensional simplificado adotado no cálculo das ações dos portêineres (Adaptada de BSI, 2000).....	76
Figura 4.24. Ajuste de curva para o raio máximo de atuação em função do peso do contêiner em cada simulação (Fonte dos dados: indicado).....	77
Figura 4.25. Modelo simplificado para cálculo das forças nas patolas dos guindastes móveis	

portuários (Adaptado de Liebherr, 2016).....	78
Figura 4.26. Fluxograma da aplicação do Método de Monte Carlo utilizado as análises probabilísticas da estrutura em estudo (Adaptada de Real, 2000).	87
Figura 4.27. Teste de convergência das simulações de Monte Carlo dos parâmetros estatísticos dos esforços axiais mínimos para a combinação 1.1.	88
Figura 4.28. Teste de convergência das simulações de Monte Carlo dos parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos para a combinação 1.1.	89
Figura 5.1. Distribuição Normal de probabilidade ajustada para os dados dos esforços axiais mínimos obtidos na análise probabilística da combinação 1.1.	92
Figura 5.2. Distribuição Normal de probabilidade ajustada para os dados dos esforços axiais máximos obtidos na análise probabilística da combinação 6.0.	92
Figura 5.3. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 1.	96
Figura 5.4. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 2.	98
Figura 5.5. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 3.	100
Figura 5.6. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 4.	102
Figura 5.7. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 5.	104
Figura 5.8. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 6.	106
Figura 5.9. Distribuições de probabilidade para os esforços axiais mínimos nas combinações mais desfavoráveis de cada grupo.	108
Figura 5.10. Ocorrências dos esforços axiais mínimos por estacas para as piores combinações de cada grupo.	110
Figura 5.11. Curvas de probabilidade dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsores associados aos esforços axiais mínimos para as piores combinações de cada grupo.....	114
Figura 5.12. Distribuições de probabilidade para os esforços axiais máximos nas combinações mais desfavoráveis de cada grupo.	117
Figura 5.13. Ocorrências dos esforços axiais máximos por estacas para as piores combinações de cada grupo.	119

Figura 5.14. Curvas de probabilidade dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsores associados aos esforços axiais máximos para as piores combinações de cada grupo.....	121
Figura 5.15. Coeficientes de correlação entre os esforços axiais mínimos topo das estacas e as variáveis aleatórias de entrada.	123
Figura 5.16. Coeficientes de correlação entre os esforços axiais máximos topo das estacas e as variáveis aleatórias de entrada.	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Propriedades geométricas em função do porte dos navios (Adaptada de PIANC, 2002).	37
Tabela 3.2. Propriedades geométricas em função do porte dos navios (Adaptada de Thoresen, 2014).	44
Tabela 3.3. Valores críticos de $Dn\alpha$ para diferentes valores de α (Adaptada de Ang e Tang, 2007).	51
Tabela 4.1. Propriedades geométricas dos elementos estruturais (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).	59
Tabela 4.2. Propriedades mecânicas dos elementos estruturais (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).	60
Tabela 4.3. Cálculo do peso próprio da camada de pavimentação.....	64
Tabela 4.4. Resumo das Ações e Variáveis Aleatórias utilizadas nas simulações.....	81
Tabela 5.1. Discrepâncias máximas observadas para todos os esforços axiais máximos e mínimos.	91
Tabela 5.2. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 1.	95
Tabela 5.3. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 2.	97
Tabela 5.4. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 3.	99
Tabela 5.5. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 4.	101
Tabela 5.6. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 5.	103
Tabela 5.7. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 6.	105
Tabela 5.8. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais mínimos no topo das estacas para as combinações mas desfavoráveis de cada grupo.	107
Tabela 5.9. Ocorrências dos esforços axiais mínimos por estacas para as piores combinações de cada grupo.	109
Tabela 5.10. Parâmetros estatísticos dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsores associados aos esforços axiais mínimos para as piores combinações de cada grupo.	113
Tabela 5.11. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos no topo das estacas para as	

combinações mais desfavoráveis de cada grupo.....	116
Tabela 5.12. Ocorrências dos esforços axiais máximos por estacas para as piores combinações de cada grupo.....	117
Tabela 5.13. Parâmetros estatísticos dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsões associados aos esforços axiais máximos para as piores combinações de cada grupo.....	120
Tabela 5.14. Coeficientes de correlação entre os esforços axiais máximos e mínimos no topo das estacas e as variáveis aleatórias de entrada nas análises probabilísticas.....	123
Tabela 5.15. Coeficientes de Correlação entre os esforços axiais máximos e mínimos e os momentos e esforços cortantes associados.....	125

LISTA DE SÍMBOLOS

Algarismos Romanos

a, b	Limites inferior e superior da distribuição uniforme de probabilidades
A_L	Área lateral longitudinal da embarcação, projetada acima da linha d'água
B	Largura da embarcação, distância entre trilhos
C_c	Fator de configuração da estrutura acostável
C_e	Fator de excentricidade
C_m	Fator de massa virtual
C_s	Fator de suavização
C_{LW}	Coeficiente de força de vento longitudinal
C_{TW}	Coeficiente de força de vento transversal
C_{TC}	Coeficiente de força de arrasto para correntes transversais
C_{LC}	Coeficiente de força de arrasto para correntes longitudinais
C_{CT}	Fator de correção da profundidade para correntes transversais
C_{CL}	Fator de correção da profundidade para correntes longitudinais
CDF	Função densidade de probabilidade acumulada (<i>cumulative density function</i>)
D	Calado da embarcação
d_m	Calado médio da embarcação
d_{PAT}	Distância entre centro das patolas dos guindastes móveis portuários
D_n	Discrepância no teste de Komolgorov-Smirnov
D_n^α	Discrepância máxima no teste de Komolgorov-Smirnov a um nível de significância α
DWT	Porte da embarcação
E	Energia cinética da embarcação na atracação, Valor esperado, Estaca
E_{ci}	Módulo de Elasticidade inicial do concreto
E_d	Energia de Atracação

EST	Estaca
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_X	Função densidade de probabilidade da variável X
F	Força nas patolas dos guindastes móveis portuários , Esforço Cortante
F_X	Distribuição de probabilidade acumulada da variável X
F_L	Bordo livre da embarcação
F_{LW}	Força longitudinal devida ao vento
F_{TW}	Força transversal devida ao vento
F_{TC}	Força longitudinal devida à corrente marítima
F_{LC}	Força transversal devida à corrente marítima
F_{MAR}	Força do portêiner no trilho do lado de mar
F_{TERRA}	Força do portêiner no trilho do lado de terra
F_R	Força de reação na defesa
g	Função de estado limite
h	Altura do vento
K	Raio de giração da embarcação
L_{OA}	Distância total da embarcação
L_{BP}	Distância entre perpendiculares da embarcação
L_{TRILHO}	Comprimento dos <i>trolleys</i> de apoio dos portêineres
M	Deslocamento da embarcação, Momento fletores
N	Esforço axial interno no topo da estaca
N_b	Força normal à estrutura atuante nos cabeços de amarração
n	Número de simulações, número de dados de uma distribuição
n_b	Número de cabeços atuantes simultaneamente
P	Probabilidade

P_{CONT}	Peso dos contêineres
PP_{GMP}	Peso próprio do guindaste móvel portuário
P_T	Força total transversal atuante na embarcação
PP_{PORT}	Peso próprio do portêiner
PDF	Função densidade de probabilidade (<i>probability density function</i>)
Q	Efeitos das solicitações
Q_B	Esforço total no cabo de amarração
Q_{E-P}	Reação horizontal da estaca-prancha
Q_{PAV}	Carga distribuída de pavimentação
Q_{SC}	Sobrecarga acidental distribuída
R	Distância do ponto de contato com a defesa ao centro de massa da embarcação, Resistência estrutural
$R_{MÁX}$	Raio máximo de atuação dos guindastes móveis portuários
S_n	Valores da distribuição de frequência observada no teste de Komolgorov-Smirnov
T	Momento torsor
T_B	Componente do cabo de amarração no sentido longitudinal à estrutura
T_1	Temperatura
$Var(X)$	Variância da variável X
V_B	Componente vertical do cabo de amarração
V_b	Velocidade de atracação
V'_C	Velocidade da corrente marítima
V_W	Velocidade do vento
V_0	Velocidade básico do vento
VL	Viga longitudinal
VT	Viga transversal
X	Variável aleatória

x, y, z Eixos longitudinal, vertical e transversal da estrutura, respectivamente

Símbolos Gregos

α	Ângulo do cabo de amarração com o cais, coeficiente de dilatação térmica
β	Ângulo do cabo de amarração com o cais
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado
ΔT	Variação de Temperatura
δ_X	Coefficiente de Variação variável aleatória X
φ	Ângulo entre o vetor da velocidade de atracação e uma reta ligando ponto de contato e o centro de massa da embarcação
γ_C	Peso específico do concreto armado
Γ	Função gama
κ	Fator de forma (Weibull)
λ	Valor médio (Lognormal), Fator de escala (Weibull)
ν	Coefficiente de Poisson
μ_X	Valor médio da variável aleatória X
ρ	Coefficiente de correlação
ρ_A	Massa específica do ar
ρ_W	Massa específica da água
σ_X	Desvio padrão da variável aleatória X
ζ	Desvio padrão (Lognormal)

Super Índices e Sub Índices

EXT	Ventos extremos
h	Ventos relativos a alturas h
$MÍN$	Referente aos valores mínimos

<i>MÁX</i>	Referente aos valores máximos
<i>N, MÍN</i>	Referente aos esforços axiais mínimos
<i>N, MÁX</i>	Referente aos esforços axiais máximos
<i>OP</i>	Ventos de operação
<i>1 min</i>	Ventos relativos a rajadas de 1 min
<i>3 s</i>	Ventos relativos a rajadas de 3s
<i>10 m</i>	Ventos relativos a alturas de 10 m

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTAQ	Agencia Nacional de Transportes Aquaviários
APDL	<i>ANSYS Parametric Design Language</i>
ASCE	Sociedade Americana dos Engenheiros Civis (<i>American Society of Civil Engineeres</i>)
BSI	Instituto Britânico de Normatização (<i>British Standards Institution</i>)
JCSS	Comissão Mista de Segurança Estrutural (<i>Joint Committee on Structural Safety</i>)
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
OCIMF	Fórum Marítimo Internacional das Companhias de Petróleo (<i>Oil Companies International Marine Forum</i>)
PDS	<i>Probabilistic Design System</i>
PIANC	Associação Internacional Permanente de Congressos de Navegação (<i>Permanent International Association of Navigation Congresses</i>)
SEMC/RS	Secretaria de Energia, Minas e Comunicações do Estado do Rio Grande do Sul
TECON	Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande

1. INTRODUÇÃO

O Brasil possui uma extensa faixa litorânea voltada ao Oceano Atlântico e atualmente quase a totalidade do seu comércio exterior e uma parte considerável do seu comércio interno dependentes do transporte aquaviário, o que ocorre também em diversos outros países ao redor do mundo. No âmbito local, a cidade do Rio Grande, Rio Grande do Sul, banhada pelo Oceano Atlântico e pelas Lagoas dos Patos e Mirim, possui histórica relação com o mar e a região costeira, possuindo grande parte da sua economia ligada a esses ambientes, destacando-se as atividades portuárias, de construção naval, pesca e turismo.

Com a evolução da população mundial ocorrida especialmente no último século e o fenômeno da globalização, as demandas de transporte dos mais variados produtos aumentaram consideravelmente, conduzindo à necessidade de implantação de cadeias logísticas que as atendessem. Com isso, fatores como a evolução das técnicas de projeto e construção naval, possibilitando a construção de navios cada vez maiores, o avanço da tecnologia empregada nos equipamentos de transbordo de carga e a containerização fizeram com que os complexos portuários se tornassem fundamentais nas cadeias logísticas hoje existentes.

De acordo com a Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ, 2015), o setor portuário brasileiro é composto pelos Portos Públicos (Portos Organizados), Terminais de Uso Privado, Estações de Transbordo de Carga, Instalações Públicas de Pequeno Porte e Instalações Portuárias de Turismo. Os dois primeiros destacam-se como os grandes movimentadores de carga do país, tendo movimentado em conjunto 969,6 milhões de toneladas no ano de 2014. Ainda de acordo com a agência, somente as cinco mercadorias mais movimentadas nos portos brasileiros – minério de ferro, combustíveis, contêineres, soja e bauxita – corresponderam a 76% de toda a movimentação de cargas no Brasil no ano de 2014.

Nota-se, portanto, a elevada importância que as estruturas portuárias possuem no bem-estar social e econômico dos países, o que justifica o contínuo estudo e aprimoramento das técnicas de projeto e construção dessas estruturas. Garantir que as mesmas irão performar dentro de condições de segurança e funcionalidade necessárias ao seu adequado funcionamento deve ser o objetivo principal de um projeto estrutural, evitando assim os prejuízos associados às perdas de funcionalidade dessas estruturas e, mais além, os possíveis prejuízos humanos e financeiros associados a colapsos estruturais.

Um critério que visa assegurar que uma estrutura irá trabalhar dentro dessas condições é dado em termos da confiabilidade estrutural, definida como a probabilidade de um sistema cumprir uma

determinada finalidade, ou, em outras palavras, a probabilidade de que uma estrutura não deixe de desempenhar a sua função pretendida.

A ideia tradicional de segurança em problemas de engenharia está associada aos chamados estados limites últimos, definidos como as fronteiras entre os níveis de performance desejados e indesejados. No âmbito da engenharia de estruturas, as funções de estado limite são descritas como a diferença entre as resistências e as solicitações, e representam a falha estrutural quando assumem valores inferiores a zero. A probabilidade de falha de uma estrutura é a probabilidade de violação de quaisquer estados limites, ou a ainda probabilidade de os efeitos das solicitações superarem as resistências (Nowak e Collins, 2000).

No universo da engenharia as incertezas são inevitáveis, fazendo com que diversos parâmetros utilizados em projetos estruturais, geralmente tidos como valores determinísticos, possuam algum tipo de aleatoriedade. Devido a isso, as resistências e as solicitações estruturais são, na verdade, variáveis aleatórias que podem ser descritas por seus parâmetros e distribuições estatísticas.

A segurança e funcionalidade das estruturas são atualmente obtidas através do método dos coeficientes parciais de segurança, recomendado pelas principais normas de projeto. Porém, conforme aponta Araújo (2014), apesar de ser conveniente do ponto de vista prático, esse método não é suficiente para que se tenha uma ideia clara a respeito do nível de segurança obtido no projeto, uma vez que a segurança da estrutura depende do seu comportamento frente às ações, o que envolve uma interdependência de diversas variáveis aleatórias envolvidas nos carregamentos estruturais. Segundo o autor, uma avaliação consistente do nível de segurança estrutural deve passar pelo cálculo das probabilidades de os estados limites últimos serem alcançados, ou seja, o cálculo das probabilidades de falha da estrutura.

É no contexto da engenharia de confiabilidade estrutural que o presente trabalho está inserido, através de uma investigação sobre os parâmetros estatísticos das solicitações estruturais nos elementos de fundação de uma estrutura portuária acostável.

No intuito de determinar tais parâmetros, fornecendo assim subsídios para futuros cálculos de confiabilidade, neste trabalho é apresentada uma análise estrutural probabilística de um cais de contêineres de paramento aberto. O estudo de caso apresentado refere-se ao cais pertencente ao Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande (TECON Rio Grande), situado na entrada do canal de acesso do referido porto.

A estrutura foi modelada com base no seu memorial de cálculo e nos desenhos integrantes do seu projeto estrutural, gentilmente cedidos pelo TECON. Com isso, um modelo computacional em elementos finitos foi elaborado no software ANSYS, em sua interface *Mechanical APDL*, e as

análises probabilísticas foram realizadas no pacote *Probabilistic Design System* (PDS) do mesmo software, tendo sido realizadas através do método de simulações de Monte Carlo. Ao todo, foram analisadas 52 combinações de carregamentos, divididas em 6 grupos.

Visto que muito pouco se encontra na bibliografia sobre análises probabilísticas de estruturas portuárias, em especial sobre a variabilidade das ações atuantes nessas estruturas, diversos parâmetros estatísticos de variáveis envolvidas no cálculo dessas ações tiveram que ser determinados a partir de séries estatísticas de dados obtidos de fontes diversas.

A partir do estudo do projeto da estrutura analisada neste trabalho verificou-se que os esforços governantes no dimensionamento das fundações de estruturas portuárias acostáveis de paramento aberto são os esforços normais atuantes no topo das estacas. Portanto, esses foram os principais parâmetros de saída das análises probabilísticas executadas. Dada a configuração da estrutura, tais esforços apresentam-se nas formas de compressão e tração nos elementos de fundação. Para as combinações que conduziram aos esforços axiais mais intensos também foram verificados os momentos fletores e torsões e os esforços cortantes obtidos nas estacas de ocorrência dos esforços axiais mais intensos. Como resultados, apresentam-se as curvas de probabilidade e os parâmetros estatísticos para esses esforços nas diferentes combinações de carregamentos analisadas, bem como a verificação das piores combinações de carregamentos.

1.1. Trabalhos relacionados e referências

Como citado anteriormente, se encontra na bibliografia poucas referências de trabalhos envolvendo análises probabilísticas de estruturas portuárias. Porém, alguns autores abordaram o assunto do projeto e análise de estruturas semelhantes.

Júnior (2006) apresentou as etapas de projeto de um cais para terminais de contêineres, destacando-se o estudo de alternativas estruturais para diversos arranjos de localização das estacas inclinadas ao longo do cais, verificando a mais viável para o caso em questão.

Fanti (2007) realizou um estudo bastante significativo sobre estruturas acostáveis de terminais de contêineres, discorrendo sobre as principais etapas de projeto e sobre diferentes formas de análise estrutural, tendo o autor apresentado um estudo de caso completo de dimensionamento estrutural de um cais. Destaca-se a proposta de um método de modelagem simplificada de uma estrutura portuária acostável composta de laje e vigas sobre estacas pré-moldadas, através de um conjunto de modelos planos e um modelo espacial de checagem.

Rody (2010) estudou o dimensionamento de estruturas de contenção em cais a partir dos métodos tradicionais de projeto de estruturas de contenção, do método dos elementos finitos e de molas para a representação do solo, comparando os resultados.

Leal (2011) apresentou o dimensionamento de um sistema de defensas marítimas através de uma ferramenta computacional elaborada pelo autor, com estudo de caso referente ao terminal TECONDI do Porto de Santos/SP.

Mota (2013) apresentou o dimensionamento completo de um portêiner através de um modelo estrutural tridimensional, discutindo também os aspectos construtivos do equipamento.

Versteegt (2013) apresenta um estudo probabilístico sobre as forças de atracação de embarcações em estruturas portuárias, no intuito de obtenção de coeficientes de ponderação para utilização em projetos de instalações marítimas. Dentro das principais conclusões do autor, destaca-se a baixa relação entre as condições ambientais e a velocidade de atracação, bem como a proposta de novos valores para coeficientes de segurança parciais relacionados à forças de atracação.

Pinheiro (2013) apresenta análises probabilísticas de estruturas portuárias através de um modelo para a análise de confiabilidade de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibras de carbono.

Araujo (2013) tratou do projeto de estruturas acostáveis de paramento fechado, analisando uma estrutura desse tipo por meio de pórticos planos e procedendo ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais.

Santos (2013) analisou duas soluções para uma estrutura portuária, comparando a utilização de uma solução estrutural em caixões pré-fabricados de concreto armado com a de um cais de paramento aberto com estacas pré-moldadas.

Amadori (2013) apresenta uma metodologia para o cálculo das probabilidades de falha e índices de confiabilidade de elementos de fundação de estruturas portuárias acostáveis, utilizando como estudo de caso a mesma estrutura adotada neste trabalho.

Rocha (2014) avalia a confiabilidade estrutural nos projetos de vigas portuárias de concreto protendido, verificando a confiabilidade em relação ao estado limite último de flexão.

Viegas (2015) estudou os carregamentos atuantes em terminais de contêineres de paramento aberto, e a partir de um modelo em elementos finitos verificou dentre um total de 227 as 12 combinações de carregamentos que conduziram a estrutura às reações de forças e momentos máximas e mínimas.

Quanto aos livros técnicos mais atuais na área de estruturas acostáveis, encontra-se em Tsinker (1997, 2004), Thoresen (2014) e Gaythwaite (2004) excelentes manuais de projeto, com

apresentações detalhadas das diversas etapas envolvidas nesse processo. No âmbito nacional, encontra-se em Mason (1968 e 1981) alguns dos primeiros trabalhos sobre o assunto, contendo classificações, ações estruturais e procedimentos de projeto, tratando-se, no entanto, de referências que carecem de atualização. Mais recentemente, Alfredini e Arasaki (2009 e 2014) apresentaram trabalhos bastante completos sobre análise e o dimensionamento de estruturas portuárias em geral, como molhes, quebra-mares, estruturas acostáveis, entre outras. Outras referências importantes para a análise de estruturas acostáveis são encontradas em ASCE (2014), que trata de forma muito completa a questão da amarração de navios em píers e cais, e Shapiro e Shapiro (2011), que trata de maneira geral os guindastes e gruas utilizadas em campos diversos da engenharia.

Destaca-se também as referências normativas e documentos mais atuais emitidos por diversas entidades ligadas ao setor, como a norma britânica para projeto de estruturas marítimas (BSI, 1994, 2000), bem como OCIMF (1997, 2010), PIANC (2002), *Committee for Waterfront Structures* (2005) e U.S. *Army Corps of Engineers* (2012, 2016). Cabe ressaltar que o Brasil teve sua norma de ações em estruturas marítimas, a NBR 9782 (ABNT, 1987) cancelada em 2015, sem previsão de atualização.

2. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é o desenvolvimento de uma metodologia para análise probabilística de estruturas portuárias acostáveis, considerando as variabilidades das diversas ações que agem sobre estruturas desse tipo.

Para tanto, os seguintes objetivos específicos foram necessários:

- a) Construção de um modelo em elementos finitos, tendo-se por base os parâmetros estruturais obtidos no Memorial de Cálculo da estrutura adotada como estudo de caso;
- b) Estudo e definição das ações estruturais atuantes no cais em questão, bem como seus parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade;
- c) Execução das análises probabilísticas para as combinações de carregamentos analisadas, e obtenção dos parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade para os esforços nas fundações da estrutura;
- d) Comparação dos resultados obtidos para as combinações de carregamentos analisadas e definição dos piores casos.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são apresentados os principais métodos, conceitos e referências utilizados no desenvolvimento do trabalho.

3.1. Análise Estrutural

A análise estrutural é a etapa de um projeto de engenharia na qual é realizada a previsão do comportamento da estrutura quando atuam os seus carregamentos.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), que estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, o objetivo de uma análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura com a finalidade de se efetuarem verificações dos estados limites últimos e de serviço, permitindo estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

Martha (2010) apresenta uma abordagem interessante do assunto, dividindo o processo de análise estrutural em quatro níveis sequenciais, conforme apresentado na Fig. 3.1.

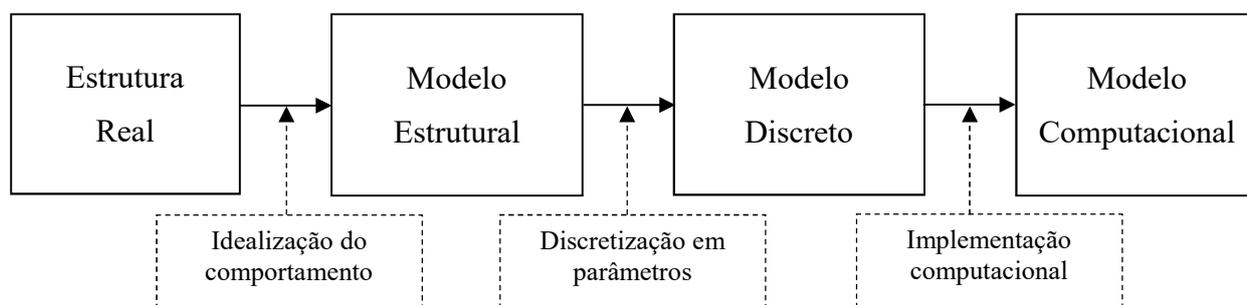


Figura 3.1. Sequência de níveis referentes a uma análise estrutural (Fonte: Martha, 2010).

3.1.1. Estrutura Real

O primeiro estágio de uma análise estrutural corresponde ao conhecimento da estrutura conforme concebida ou pré-concebida, obtendo-se os parâmetros necessários para a idealização do seu comportamento. Nesta etapa devem ser conhecidas ou pré-determinadas as propriedades dos materiais, propriedades físicas e geométricas dos elementos que compõem a estrutura, formas de ligação ou conexão desses elementos, entre outras características relevantes.

3.1.2. Modelo Estrutural

O modelo estrutural refere-se ao domínio geométrico que será analisado. Em outras palavras, é o modelo analítico utilizado para representar física e matematicamente a estrutura. Segundo Martha (2010), é quando são feitas as hipóteses sobre a geometria do modelo, comportamento dos materiais, vinculações, esforços atuantes, etc.

Conforme orientação da NBR 6118 (ABNT, 2014), uma análise estrutural deve ser elaborada a partir de modelos adequados aos seus objetivos, podendo esses modelos serem idealizados como a composição dos elementos estruturais básicos que representem de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios. Dessa forma, os modelos estruturais devem representar as geometrias dos elementos, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise.

A referida norma aponta que em análises lineares com pequenos deslocamentos as características geométricas dos elementos estruturais podem ser determinadas pela seção bruta de concreto. Para concretos com resistências características à compressão f_{ck} entre 20 MPa e 50 MPa, os valores para o módulo de elasticidade inicial E_{ci} do concreto podem ser estimados pela expressão

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.1)$$

onde α_E é um parâmetro dado em função da natureza do agregado e que influencia o módulo de elasticidade. O módulo de deformação secante do concreto, o qual deve ser adotado nas análises estruturais lineares, pode ser estimado pela expressão

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.2)$$

sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.3)$$

3.1.3. Modelos Discretos e o Método dos Elementos Finitos

Em muitas situações um modelo adequado à estrutura em estudo pode ser obtido com a utilização de um número finito de componentes, sendo chamado de modelo discreto. Em outros casos, a subdivisão é contínua e indeterminada, fazendo com que o problema somente possa ser definido usando a matemática infinitesimal, conduzindo à necessidade de resolução das equações diferenciais do problema para um número infinito de elementos, sendo esses os modelos contínuos. Visando

superar essa difícil tratabilidade dos modelos realísticos contínuos, diversos métodos de discretização foram e ainda são propostos por engenheiros e matemáticos, sendo que todos esses métodos envolvem uma aproximação do tipo que, tão próxima quanto desejada, persegue a solução contínua à medida que o número de variáveis discretas aumenta (Zienkiewicz, 1977).

Entre os diversos métodos discretos para resolução de equações diferenciais existentes destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), amplamente utilizado no campo da engenharia estrutural. Nesse método o modelo discreto é obtido pela subdivisão do domínio contínuo da estrutura em subdomínios chamados de elementos finitos. Tais elementos possuem formas simplificadas, como formatos lineares quando da modelagem de estruturas reticuladas, ou triangulares e quadriláteros quando da modelagem de estruturas planas, entre outros. O produto dessa subdivisão é denominado malha de elementos finitos, e os parâmetros que representam a solução do problema são os valores dos deslocamentos e rotações nos nós dessa malha.

Conforme exposto por Kim e Sankar (2011), a popularidade do MEF é devida em parte ao método resultar em programas computacionais versáteis que podem resolver muitos problemas práticos. De fato, com a evolução da capacidade de processamento de dados ocorrida nas últimas décadas, o MEF acabou se tornando um dos métodos mais utilizados no universo da engenharia de estruturas.

3.1.4. Modelagem Computacional e o software ANSYS

Seguindo o exposto na Fig. 3.1, a quarta e última etapa de uma análise estrutural refere-se à modelagem computacional da estrutura, que consiste na elaboração de uma representação da mesma em uma ferramenta computacional adequada ao problema analisado.

À medida que as análises estruturais evoluíram em complexidade, a resolução de problemas desse tipo passou a demandar maiores capacidades de processamento de dados. Com isso, surgiram nas últimas décadas diversos programas comerciais baseados no MEF, como o ANSYS, ABACUS, SAP2000, NASTRAN, etc.

Neste trabalho, a construção do modelo computacional foi feita através do *software* ANSYS, em sua versão 16. O programa possui dois modos básicos de apresentação: a sua interface clássica, *ANSYS Mechanical APDL*; e o *ANSYS Workbench*, interface mais moderna e com maior apelo gráfico, sendo a primeira a utilizada neste trabalho. De acordo com Kim e Sankar (2011), uma das vantagens do ANSYS é a capacidade de programação pelo usuário, uma vez que o software possui milhares de comandos relacionados à criação de geometria, malha, condições de contorno, configuração do módulo de solução e muitos outros aspectos.

A análise computacional de estruturas pelo MEF é geralmente dividida em três fases: pré-processamento, processamento e pós-processamento.

A fase de pré-processamento consiste na caracterização do problema a ser resolvido, contemplando a inserção dos tipos de elementos, parâmetros dos materiais e das seções transversais, nós e elementos. Nesta fase é feita também a discretização do modelo (geração da malha de elementos finitos). Tratando-se de estruturas reticulares, geralmente são inseridos nós para cada extremidade ou encontro de elementos estruturais ou para cada ponto notável, como locais de aplicação de cargas concentradas ou deslocamentos prescritos.

Um passo importante nesta fase é a escolha do tipo de elemento a ser utilizado, que deve ter capacidade de simular adequadamente a estrutura. No âmbito deste trabalho destaca-se o elemento *Beam189*, apropriado para a análise de vigas delgadas a moderadamente espessas. O elemento é baseado na teoria de vigas de Timoshenko, sendo considerados os efeitos de deformações por cisalhamento. Os elementos do tipo *Beam189* utilizam na sua formulação funções de interpolação quadráticas, sendo adequados para aplicações em análises lineares e não-lineares com grandes deformações e/ou rotações. Conforme apresentado na Fig. 3.2, o elemento é definido pelos nós I e J no sistema global de coordenadas, cada um com seis graus de liberdade, referentes às translações e rotações em x, y e z. O nó L pode ser necessário para definir a orientação do elemento (ANSYS, 2016).

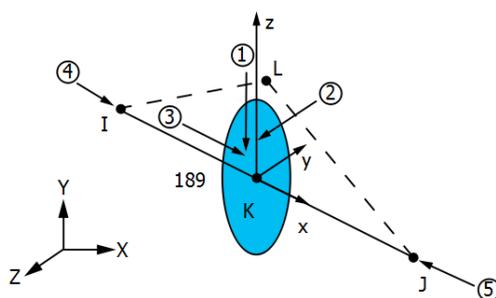


Figura 3.2. Elemento linear tipo *Beam189* (ANSYS, 2016).

Na fase de processamento, são informadas as condições de contorno referentes às ações externas atuantes na estrutura e às vinculações dos apoios, entre outras. A solução propriamente dita da análise estrutural consiste na determinação das incógnitas de deslocamentos e rotações nodais.

A fase de pós-processamento consiste na geração das saídas gráficas, listas de resultados e outros diversos tipos de saídas. O ANSYS possui um bom pós-processador integrado, capaz de apresentar listas de resultados, deformadas, gráficos de contorno de soluções nodais e de elementos, etc.

3.2. Ações em Estruturas Portuárias

De acordo com a Fig. 3.3, adaptada de Thoresen (2014), as ações atuantes nas estruturas portuárias acostáveis podem ser convenientemente classificadas segundo os locais onde as mesmas se originam, sendo: ações do lado marítimo, da estrutura propriamente dita e do lado terrestre.

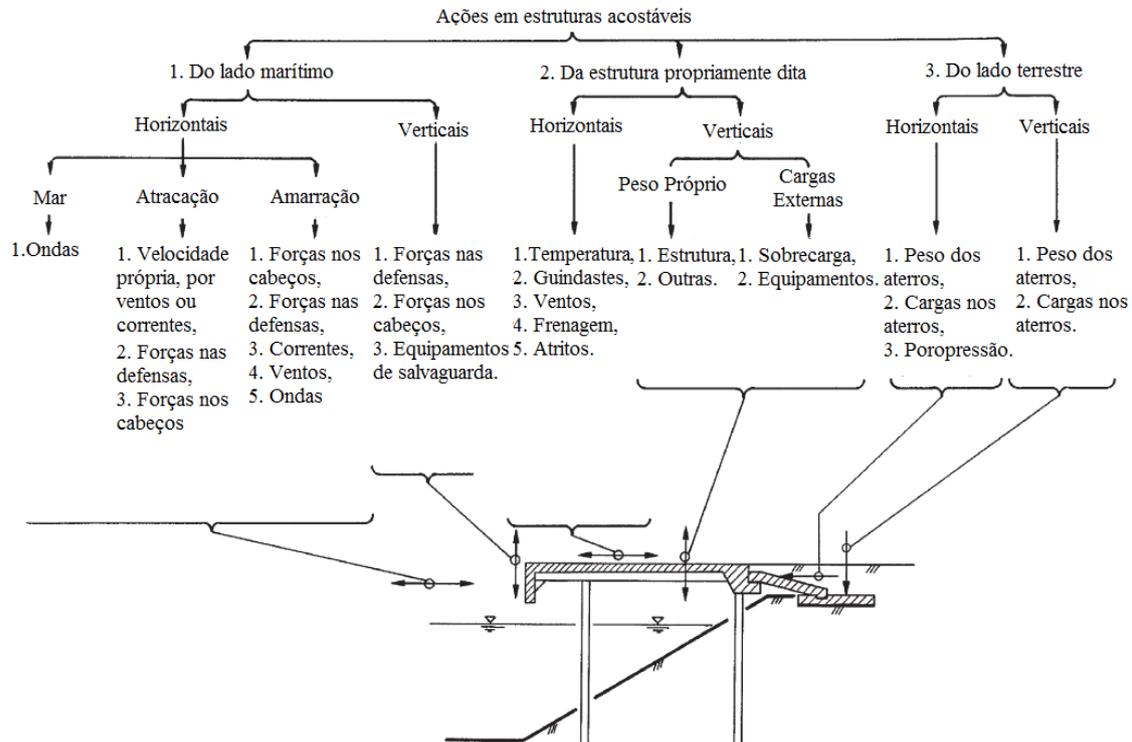


Figura 3.3. Principais ações em estruturas acostáveis. (Fonte: Adaptada de Thoresen, 2014).

3.2.1. Ações provenientes do lado marítimo;

Esses carregamentos referem-se às forças geradas pelas atracções e amarrações dos navios às estruturas acostáveis, bem como pela ação de ventos, ondas e correntes agindo diretamente no corpo dessas estruturas.

Forças de Atracção

As forças de atracção são provenientes da energia cinética das embarcações durante as manobras de acostagem, nas quais os navios se projetam ou são projetados em direção às estruturas. Essas forças ocorrem predominantemente na direção horizontal e sentido normal ao cais, podendo possuir componentes em outras orientações devido à fricção das embarcações contra os elementos de proteção denominados defensas. Considerando-se ainda a posição de instalação desses elementos, tais forças podem também ocasionar momentos na estrutura.

O principal método utilizado atualmente no cálculo dessas ações é o proposto pela Associação Internacional Permanente de Congressos de Navegação (PIANC). De acordo com a referida entidade (PIANC, 2002), a energia cinética de um navio em movimento pode ser calculada pela expressão

$$E = \frac{1}{2} M V_b^2 \quad (3.4)$$

onde E é a energia cinética, M o deslocamento e V_b a velocidade de atracação da embarcação.

No entanto, para aplicações práticas, a entidade propõe a correção da energia cinética de atracação por quatro fatores, conforme a expressão

$$E_d = \frac{1}{2} M V_b^2 C_e C_m C_s C_c \quad (3.5)$$

onde E_d é a energia de atracação [kNm]; C_e o fator de excentricidade, C_m o fator de massa virtual, C_s o fator de suavização e C_c o fator de configuração da estrutura acostável

De acordo com um dos principais documentos de referência no assunto, a norma técnica britânica para obras marítimas BS 6349-1 (BSI, 2000), o deslocamento de uma embarcação corresponde à sua massa total, considerando todo o seu conteúdo e próprio peso, equivalendo ao volume de água deslocada pelo navio multiplicado pela massa específica da água. Segundo a referida norma, dado que embarcações comerciais são geralmente descritas pelo seu porte (*deadweight*, ou DWT), que corresponde à massa total da carga, combustíveis, tripulação, etc; o deslocamento M para navios porta-contêineres pode ser estimado pela relação

$$M = 1,4 DWT \quad (3.6)$$

Conforme exposto pela norma britânica BS 6349-4 (BSI, 1994), a velocidade de atracação V_b é a mais significativa de todas as variáveis envolvidas no cálculo da energia de atracação. Para a definição dessas velocidades, o código recomenda a utilização do gráfico proposto por Broolsma et al. (1977), que apresenta a velocidade de atracação como função das condições ambientais e do porte da embarcação. Na Figura 3.4 (adaptada de Broolsma et al., 1977) são apresentadas as curvas de velocidade de atracação para cinco condições: boa atracação, protegida (a); atracação difícil, protegida (b); atracação fácil, exposta (c); boa atracação, exposta (d) e atracação difícil, exposta (e).

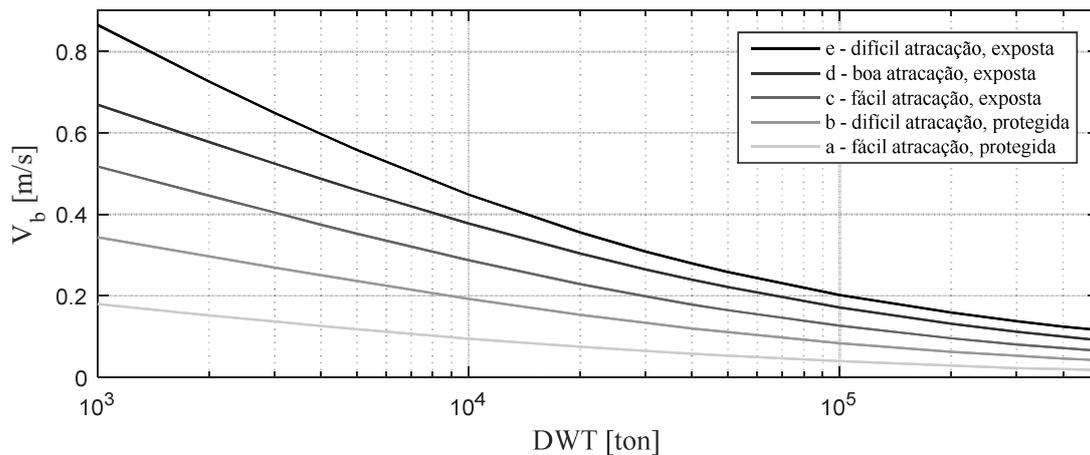


Figura 3.4. Velocidades de atracação em função das condições ambientais e do tamanho da embarcação (Adaptada de Brotsma et al., 1977).

A PIANC (2002) apresenta os parâmetros e expressões para o cálculo dos fatores de correção da Eq. (3.5). O fator de excentricidade C_e , dependente da configuração das defensas ao longo do cais, do ângulo de aproximação e da geometria da embarcação, é dado pela expressão

$$C_e = \frac{K^2 + K^2 \cos^2 \varphi}{K^2 + R^2} \quad (3.7)$$

onde K é raio de giração da embarcação, dependente do coeficiente de bloco [m]; R a distância do ponto de contato com a defesa ao centro de massa da embarcação [m]; e φ o ângulo entre o vetor da velocidade de atracação e uma reta ligando o ponto de contato com a defesa e o centro de massa do navio. De acordo com o manual do fabricante de defensas Trelleborg (2007), os casos mais comuns de atracação conduzem a valores de C_e entre 0,4 e 0,8.

O fator de massa virtual C_m acrescenta na análise a energia cinética exercida sobre o navio pela porção de água que o mesmo desloca ao se movimentar. Para o cálculo desse fator, diversas fórmulas podem ser encontradas na bibliografia, como por exemplo as expressões apresentadas por Vasco Costa (1964), Ueda (1981) e PIANC (2002). De acordo com o primeiro,

$$C_m = 1 + \frac{2D}{B} \quad (3.8)$$

onde D é o calado [m] e B a largura [m] da embarcação.

O fator de suavização C_s considera que parte da energia de atracação pode ser absorvida pela própria embarcação, a partir da sua deformação elástica sofrida no contato com a defesa. Para

defensas pouco rígidas ou embarcações de pequeno porte o C_s é usualmente adotado como 1,0, enquanto que para defensas rígidas e navios de maior porte adota-se geralmente C_s igual a 0,9.

Por fim, o fator de configuração da estrutura C_c considera os efeitos do retorno de água em direção ao navio quando da atracação em estruturas fechadas. Como tal movimento de água age no sentido inverso ao da aproximação do navio, freando a embarcação, para estruturas fechadas adota-se geralmente C_c igual a 0,9, enquanto que para estruturas abertas adota-se 1,0.

Obtida a energia de atracação, o cálculo da reação aplicada à estrutura é efetuado levando-se em consideração as propriedades de absorção da defesa e a deflexão prevista, sendo essas propriedades variáveis entre os diversos equipamentos disponíveis no mercado e apresentados nos catálogos dos fabricantes, geralmente na forma de tabelas ou curvas de energia de atracação x deflexão x reação.

Uma apresentação bastante ilustrativa do método da energia de atracação proposto pela PIANC pode ser encontrada nos procedimentos para dimensionamento de defensas dos fabricantes Trelleborg (2007) e Fenderteam (2014).

Forças de Amarração

As forças de amarração agem na estrutura após a atracação, quando o navio passa a permanecer fixado à mesma. Nessa condição, o navio permanece constantemente sujeito às ações dos ventos, ondas e correntes marítimas existentes no local. Dependendo das suas direções e sentidos, essas ações são transmitidas às estruturas pelos cabos de amarração fixados nos cabeços ou pelas defensas de proteção.

De acordo com BSI (2000), as forças devidas aos ventos atuantes nas embarcações são dadas pelas expressões

$$F_{TW} = C_{TW} \rho_A A_L V_W^2 10^{-4} \quad (3.9)$$

$$F_{LW} = C_{LW} \rho_A A_L V_W^2 10^{-4} \quad (3.10)$$

onde F_{TW} e F_{LW} são as forças transversais e longitudinais devidas ao vento [kN]; C_{TW} e C_{LW} os coeficientes de força de vento transversais e longitudinais; ρ_A a massa específica do ar [kg/m³], variando de 1,3096 (0°C) a 1,1703 (a 30°C); A_L a área longitudinal do navio projetada acima da linha d'água [m²]; e V_W a velocidade de vento a uma altura de 10 m acima da linha d'água [m/s].

A Figura 3.5 apresenta o ábaco com os valores de C_{TW} e C_{LW} apresentado em BSI (2000).

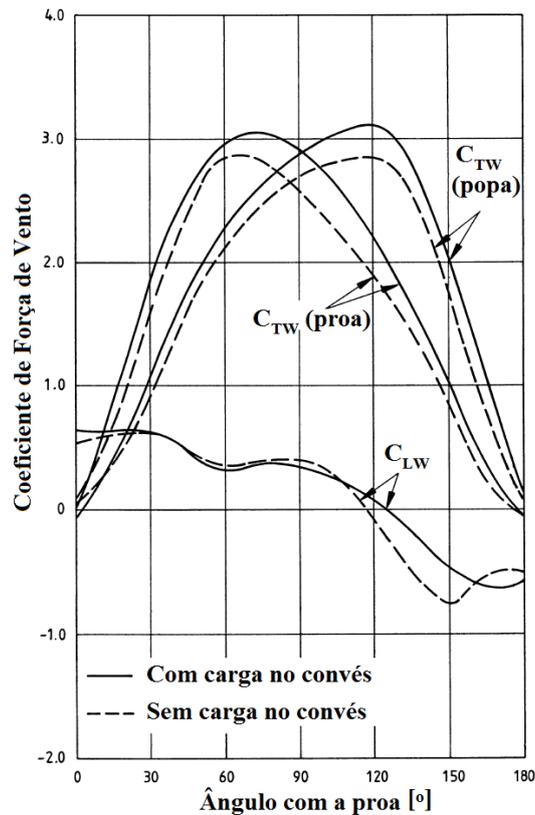


Figura 3.5. Coeficientes de força de vento transversais e longitudinais para navios porta-contêineres (Adaptado de BSI, 2000).

As propriedades geométricas das embarcações são geralmente encontradas em função do porte DWT ou do deslocamento M da embarcação. Assim, diversos regulamentos de projeto ou livros técnicos (PIANC, 2002; BSI, 2000; Thoresen, 2014; Gaythwaite, 2004) apresentam de forma tabelada ou em ábacos valores para o comprimento total L_{OA} , comprimento entre perpendiculares L_{BP} , largura B , bordo livre F_L , calado D_L e áreas de exposição aos ventos A_L .

Para valores das áreas longitudinais projetadas acima da linha d'água, a principal referência é o grupo de tabelas encontrado em PIANC (2002), sendo apresentados na Tab. 3.1 os dados fornecidos pela entidade para navios porta-contêineres. Dados os avanços na engenharia naval, o porte dos navios atualmente empregados no transporte de contêineres extrapolou em muito o intervalo de dados considerado pela entidade, conduzindo à urgente necessidade de atualização dos mesmos.

Tabela 3.1. Propriedades geométricas em função do porte dos navios (Adaptada de PIANC, 2002).

<i>DWT</i> [t]	<i>M</i> [t]	<i>L_{OA}</i> [m]	<i>L_{BP}</i> [m]	<i>B</i> [m]	<i>F_L</i> [m]	<i>D_L</i> [m]	Área de exposição ao vento [m ²]			
							Lateral		Frontal	
							Carregado	Lastro	Carregado	Lastro
7000	10700	123	115	20,3	2,6	7,2	1460	1590	330	444
10000	15100	141	132	22,4	3,3	8,0	1880	1990	410	535
15000	22200	166	156	25,0	4,3	9,0	2490	2560	524	663
20000	29200	186	175	27,1	5,0	9,9	3050	3070	625	771
25000	36100	203	191	28,8	5,7	10,6	3570	3520	716	870
30000	43000	218	205	30,2	6,4	11,1	4060	3950	800	950
40000	56500	244	231	32,3	7,4	12,2	4970	4730	950	1110
50000	69900	266	252	32,3	8,4	13,0	5810	5430	1090	1250
60000	83200	286	271	36,5	9,2	13,8	6610	6090	1220	1370

Para aplicação das Eq. (3.9) e (3.10), a velocidade dos ventos deve ter seus valores corrigidos em função da duração da rajada e da altura, quando aplicável.

Quanto à duração da rajada, diversas recomendações podem ser encontradas na bibliografia para a correção das velocidades dos ventos. BSI (2000) recomenda a utilização das velocidades de rajadas de 3s, que geralmente são utilizadas para fins de análise estrutural, somente para a verificação de membros estruturais individuais. No caso de navios, a referida norma recomenda a utilização dos valores de velocidade média em 1 min. Tal recomendação deve-se ao tempo necessário para que os esforços nos cabos de amarração se desenvolvam por completo, dadas as elevadas inércias das embarcações. De acordo com a referência acima citada, a velocidade média em 1 min pode ser estimada em função da velocidade de rajadas de 3 s, de acordo com a relação

$$V_{W,1min} = 0,85 V_{W,3s} \quad (3.11)$$

onde $V_{W,1min}$ é a velocidade média dos ventos em 1 min [m/s] e $V_{W,3s}$ a velocidade de rajada de 3s [m/s].

A velocidade do vento aumenta exponencialmente com a altura em relação ao referencial adotado (nível do mar, do terreno, etc.). Para fins de análise de estruturas, as velocidades de referência para os ventos são geralmente dadas para alturas de 10 m acima do nível do mar ou do solo. A expressão mais usual para a correção dessas velocidades visando a aplicação em análises de estruturas marítimas, recomendada por diversas entidades ligadas ao assunto, como o Fórum Marítimo

Internacional das Companhias de Petróleo (OCIMF, 2010) e a Sociedade Americana dos Engenheiros Civis (ASCE, 2014), é dada por

$$V_{W,10m} = V_{W,h} \left(\frac{10}{h} \right)^{1/7} \quad (3.12)$$

onde $V_{W,10m}$ é a velocidade do vento a 10 m de altura [m/s], $V_{W,h}$ a velocidade do vento [m/s] na altura requerida h [m].

A velocidade dos ventos é a variável mais relevante nas forças de amarração das embarcações. No Brasil, a principal referência sobre o assunto é a NBR 6123 (ABNT, 1988). Embora seja voltada ao cálculo de esforços devidos aos ventos em edificações, a antiga norma brasileira de estruturas portuárias NBR 9782 (ABNT, 1987, cancelada em 2015) recomendava a utilização da NBR 6123 na avaliação dos esforços de ventos em embarcações. Para a cidade do Rio Grande/RS, a referida norma apresenta valores de aproximadamente 47 m/s para a velocidade básica do vento V_0 (rajada de 3 s, 10 m de altura).

De acordo com Beck e Corrêa (2013), o gráfico de velocidades básicas de vento atualmente em uso no Brasil foi criado em 1977 com base nos registros da velocidade do vento obtidos entre 1950 e 1974. Porém, desde 1974 mais de quatro décadas de registros de vento tornaram-se disponíveis e ainda não foram incorporados à NBR 6123. Assim, a partir da inclusão de novos registros e estações de coleta de dados, os autores propuseram um gráfico de isopleias atualizado, o qual é apresentado na Fig. 3.6. Verifica-se na referida figura que para a cidade do Rio Grande a velocidade básica dos ventos atualizada possui valor entre 34 m/s e 36 m/s. Dessa forma, visto que a NBR 6123 entrou em processo de revisão no presente ano, o gráfico proposto por Beck e Corrêa (2013) figura como uma referência confiável e atual para as velocidades básicas dos ventos na região. Cabe ressaltar que a velocidade básica dos ventos se refere àquela que pode ser excedida em média uma vez a cada 50 anos.

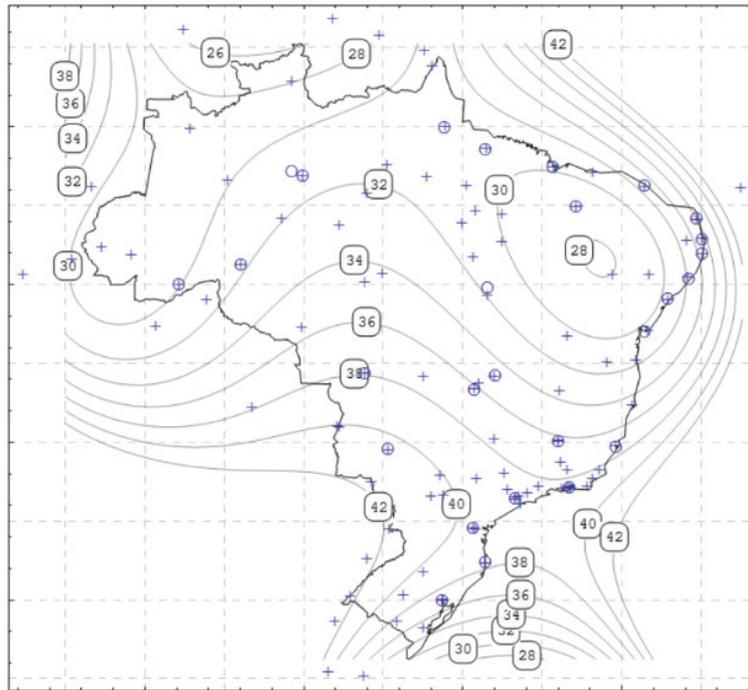


Figura 3.6. Gráfico atualizado para as isopletas brasileiras proposto por Beck e Corrêa (2013).

Assim como as expressões para as forças devidas ao vento, BSI (2000) apresenta as seguintes expressões para o cálculo das forças devidas às correntes marítimas atuantes sobre as embarcações:

$$F_{TC} = C_{TC} C_{CT} \rho_W L_{BP} d_m V_C'^2 \times 10^{-4} \quad (3.13)$$

$$F_{LC} = C_{LC} C_{CL} \rho_W L_{BP} d_m V_C'^2 \times 10^{-4} \quad (3.14)$$

onde F_{TC} e F_{LC} são as forças transversais e longitudinais devidas às correntes marítimas [kN]; C_{TC} e C_{LC} os coeficientes de força de arrasto para correntes transversais e longitudinais; C_{CT} e C_{CL} os fatores de correção da profundidade para correntes transversais e longitudinais; ρ_W a massa específica da água [kg/m³], variando de 1.000 (água doce) a 1.025 (água salgada); L_{BP} o comprimento entre perpendiculares [m]; d_m o calado médio da embarcação [m]; e V_C' a velocidade média da corrente marítima considerada na profundidade média da embarcação [m/s].

A Figura 3.7 apresenta os valores dos coeficientes C_{TC} e C_{LC} a serem utilizados nas Eq. (3.13) e (3.14) para navios porta-contêineres em condições de águas profundas.

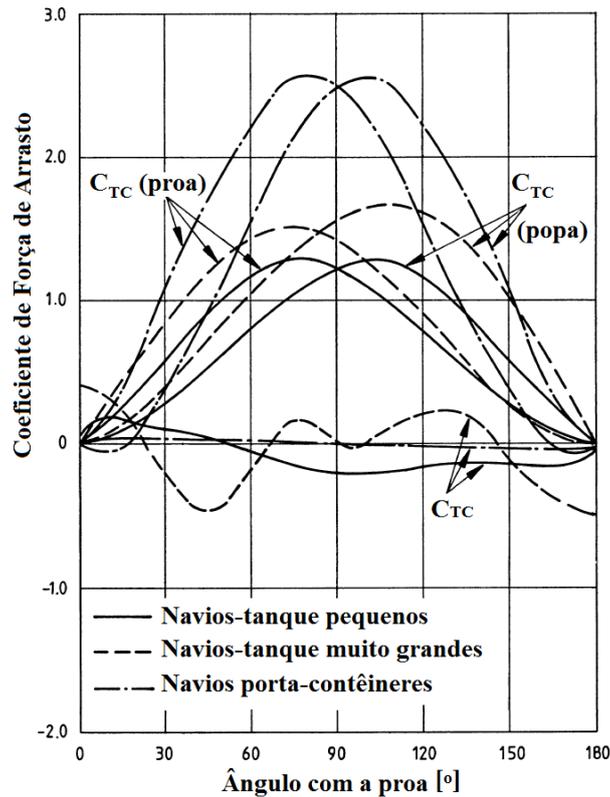


Figura 3.7. Coeficientes das forças de arrasto devidas a correntes transversais e longitudinais agindo nas embarcações em condições de águas profundas (Adaptada de BSI, 2000).

Dado que os coeficientes apresentados na Fig. 3.7 referem-se a condições de águas profundas, para situações de águas rasas é necessária a aplicação de fatores de correção de profundidade C_{CT} e C_{CL} , apresentados na Fig. 3.8. Nota-se que esses fatores variam em função da relação d/d_m , onde d é a profundidade do corpo d'água no local considerado.

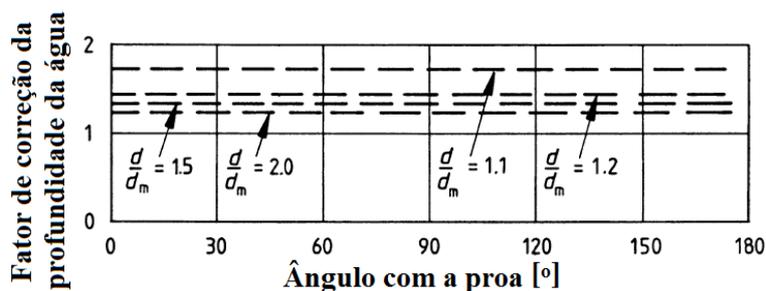


Figura 3.8. Fatores de correção devido à profundidade do corpo d'água (Adaptada de BSI, 2000).

De acordo com a ASCE (2014), a análise estática é o modo mais fundamental para o cálculo de sistemas de amarração de navios, sendo aplicável à maioria dos casos que envolvem esforços

devidos a ventos e correntes onde os movimentos das embarcações não possuem elevada importância. Com isso, tal forma de análise pode ser empregada na determinação das cargas nos cabos de amarração de navios em estruturas acostáveis. Um arranjo geral para essa condição é apresentado na Fig. 3.9, considerando apenas forças horizontais.

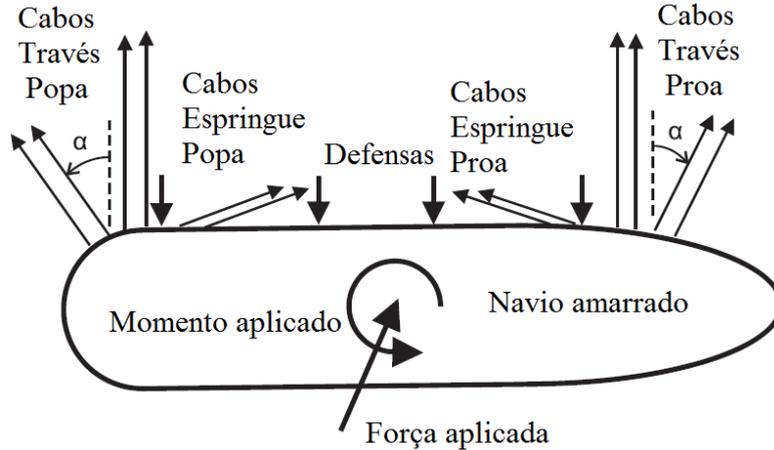


Figura 3.9. Arranjo para análise estática de sistemas amarração de navios em estruturas acostáveis (Adaptada de ASCE, 2014).

Considerando que existem inúmeros arranjos possíveis de amarração, com diferentes quantidades e posições dos cabos, a ASCE (2014) apresenta o seguinte conjunto de equações de equilíbrio para situações genéricas de amarração

$$\sum F_x = F_X + \sum_1^q (k_q X - P_q) \sin \alpha_q + \sum_1^m k_m (Y + L_m \sin \theta) \cos \alpha_n = 0 \quad (3.15)$$

$$\begin{aligned} \sum F_y = F_Y + \sum_1^m k_m (Y + L_m \sin \theta_m) \sin \alpha_m + \sum_1^q k_q X \cos \alpha_q \dots \\ \dots - \sum_1^n k_n (Y + L_n \sin \theta) = 0 \end{aligned} \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} \sum M = M_{XY} + \sum_1^m k_m (Y + L_m \sin \theta_m) L_m \sin \alpha + \sum_1^q k_q L_q \cos \theta_q \cos \alpha \dots \\ \dots - \sum_1^n R_n (Y + L_n \sin \theta) L_n = 0 \end{aligned} \quad (3.17)$$

onde m é o número de cabos de través, n é o número de defensas, q é o número de cabos espringues, T_m a força de reação no cabo de través m , L_m a distância do cabo de través ao eixo transversal, R_n a força de reação na defesa n , L_n a distância da defesa ao eixo transversal, k_m o coeficiente elástico do cabo de través m , k_n o coeficiente elástico da defesa n , k_q o coeficiente elástico dos cabos espringues, α_m o ângulo horizontal entre o cabo de través m e o eixo longitudinal, α_n o ângulo horizontal entre o cabo de través n e o eixo longitudinal, X o deslocamento longitudinal, Y o abatimento e θ o balanço da embarcação. Para sistemas complexos de amarração, as equações de equilíbrio acima apresentadas podem demandar a implementação computacional do problema, dado o número de variáveis envolvidas, podendo ser conveniente a utilização de softwares comerciais como o OPTIMOOR ou o ORCINA.

Encontra-se em BSI (1994) algumas simplificações voltadas para a análise de sistemas de amarração, sendo recomendados quatro métodos de análise para as embarcações com deslocamentos maiores que 20.000 t. O segundo método apresentado propõe que para situações com seis pontos de amarração, 1/3 das forças transversais totais atuantes na embarcação seja suportado por qualquer ponto de amarração, enquanto as forças longitudinais totais são suportadas somente pelos cabos espringues. Trata-se de uma questão muito relevante na análise de sistemas de amarração em estruturas acostáveis, e diversas recomendações sobre o assunto são encontradas na bibliografia (Tsinker, 1997; Gaythwaite, 2004; Thoresen, 2014; ASCE, 2014).

Conforme exposto por Tsinker (1997), conhecidas as forças transversais sobre a embarcação, a força normal à estrutura N_B atuante nos cabeços de amarração é dada por

$$N_B = \frac{P_T}{n_B} \quad (3.18)$$

onde P_T é a força transversal total atuante na embarcação e n_B é o número de cabeços que atuam simultaneamente. Dado que os cabos de amarração geralmente atuam inclinados em relação aos eixos principais das estruturas, conforme exposto na Fig. 3.10, os valores totais e as componentes das forças nos cabos podem ser calculados pelas expressões

$$Q_B = \frac{N_B}{\sin \alpha \cos \beta} \quad (3.19)$$

$$V_B = Q_B \sin \beta \quad (3.20)$$

$$T_B = Q_B \cos \alpha \sin \beta \quad (3.21)$$

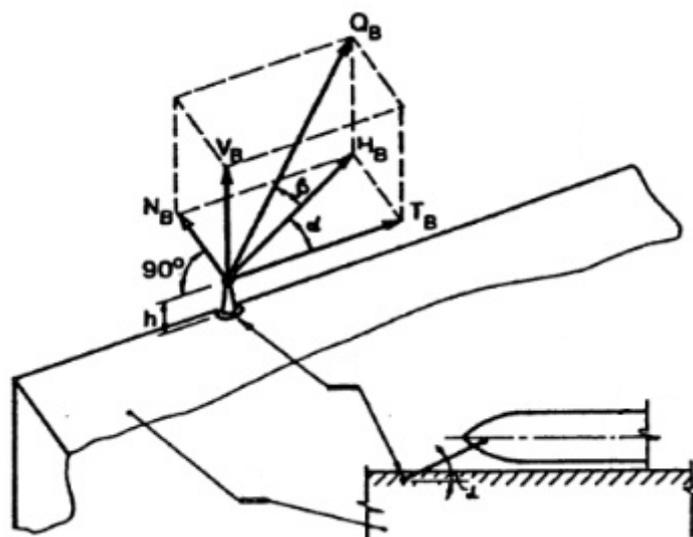


Figura 3.10. Componentes das forças nos cabos de amarração (Adaptada de Tsinker, 1997).

De forma análoga, para ventos e correntes longitudinais, as equações podem ser desenvolvidas para o caso em que sejam conhecidas as forças atuantes no sentido longitudinal das embarcações. Tsinker (1997) expõe ainda que para navios de porte elevado como os porta-contêineres os ângulos α e β assumem geralmente valores de 20° a 40° .

Outras ações provenientes do lado marítimo são as forças causadas pelos ventos, ondas e correntes agindo diretamente no corpo das estruturas, as quais são de menor relevância para este trabalho uma vez que as mesmas são geralmente desprezadas em projetos de estruturas portuárias acostáveis de paramento aberto localizadas no Porto do Rio Grande.

Além dos dados apresentados na Tab. 3.1 (PIANC, 2002), encontra-se dados gerais referentes a navios porta-contêineres em BSI (2000) e Thoresen (2014), sendo neste encontrados os dados apresentados na Tab. 3.2.

Tabela 3.2. Propriedades geométricas em função do porte dos navios (Adaptada de Thoresen, 2014).

<i>DWT</i>	<i>M</i>	<i>L_{OA}</i>	<i>L_{BP}</i>	<i>B</i>	<i>D_{MÁX}</i>
[t]	[t]	[m]	[m]	[m]	[m]
165000	NA	400	NA	59	16
156900	NA	397	NA	56,4	15,5
104000	143000	340	330	42,8	14,5
85000	119000	320	300	42	14,2
70000	95000	285	270	41,8	14
60000	82000	260	252	38	13,4
55000	75000	270	260	32,2	12,5
50000	68000	260	250	32,2	12,5
40000	54000	235	225	32,2	11,8
30000	41000	210	200	30,5	10,8
20000	27000	175	165	26	10
15000	20000	152	145	23,5	8,7
10000	13000	130	125	21	7,6
7000	10000	120	110	20	6,8

3.2.2. Ações na estrutura propriamente dita;

As ações na estrutura propriamente dita podem ser divididas em horizontais e verticais. As horizontais consistem nos esforços oriundos da movimentação horizontal de guindastes, caminhões, empilhadeiras e outros equipamentos; nas variações de temperatura, que em certas localidades podem atingir valores elevados, e nos forçantes ambientais incidentes diretamente sobre a estrutura. As ações verticais consistem no peso próprio, nas sobrecargas de utilização e naquelas provenientes dos equipamentos.

Peso Próprio

O peso próprio da estrutura refere-se aos elementos permanentemente existentes na estrutura, como as vigas e estacas, camadas de pavimentação, cabeços de amarração e defensas, entre outros. Encontra-se valores de referência para o peso próprio de diversos materiais em normas técnicas de projeto, como a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 6120 (ABNT, 1980). Para equipamentos e peças permanentemente fixas às estruturas, os pesos próprios devem ser fornecidos pelos fabricantes.

Variações de Temperatura

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a variação de temperatura da estrutura causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta pode ser considerada como uniforme. Para cálculo dos efeitos dessas ações nas estruturas de concreto armado, a referida norma recomenda a consideração de oscilações de temperaturas de 10 °C a 15°C em torno das médias.

Sobrecarga Acidental

As sobrecargas acidentais em estruturas portuárias ocorrem devido à movimentação de equipamentos ou à armazenagem de produtos sobre as mesmas. Em terminais de contêineres, tais ações referem-se principalmente à movimentação de carretas e tratores de pátio durante as atividades de carga e descarga das embarcações e à possíveis armazenagens de contêineres sobre a estrutura.

Valores característicos para sobrecargas distribuídas por metro quadrado em estruturas portuárias podem ser encontradas em códigos normativos e na bibliografia. Para terminais de contêineres, o código americano UFC 4-152-01 (U.S. Army Corps of Engineers, 2012) apresenta valores de 1000 psf ($\approx 47,88 \text{ kN/m}^2$), enquanto que Thoresen (2014) recomenda a utilização de valores mínimos de 40 kN/m².

Equipamentos

Os principais equipamentos atuantes nas estruturas portuárias dos terminais de contêineres são os portêineres e os guindastes móveis portuários.

Os portêineres são guindastes de grande porte destinados à carga e descarga de contêineres. São estruturas montadas sobre trilhos, podendo movimentarem-se a baixas velocidades no sentido longitudinal dos terminais portuários. Possuem um arranjo estrutural que permite o acesso de carretas e tratores de pátio sob sua estrutura, permitindo a carga e descarga de contêineres diretamente nos seus veículos de transporte. Transmitem as cargas às estruturas através das suas rodas, sendo os valores dessas cargas geralmente fornecidos pelos fabricantes (Liebherr, Terex, Konecranes, ZPMC, IMPSA, entre outros), podendo ser encontrados também valores de referência em normas técnicas de projeto e na bibliografia sobre assunto (BSI, 2000; Tsinker, 1997; Thoresen, 2014; Gaythwaite, 2004). Valores máximos típicos para a carga por roda em portêineres com capacidade de elevação de 53 t variam de 500 kN até 750 kN (BSI, 2000). Ainda segundo a norma britânica, as cargas máximas em serviço ocorrem no trilho mais próximo ao mar.

Os guindastes móveis portuários são equipamentos alternativos aos portêineres, de menor porte e maior versatilidade e dotados de pneus que permitem livres locomoções. Quando em serviço, transmitem as cargas às estruturas através de quatro apoios dotados de peças metálicas rígidas com

dimensões diversas (patolas). Nas referências citadas no parágrafo anterior para os portêineres encontra-se também valores para as ações estruturais dos guindastes móveis portuários. A BS 6349-1 (BSI, 2000) apresenta valores variáveis em função da capacidade de carga dos equipamentos, variando de 250 kN a 1500 kN para guindastes com capacidades entre 50 tm a 1300 tm. A Figura 3.11 apresenta exemplos de portêineres e guindastes móveis portuários.

Outros equipamentos utilizados em terminais de contêineres são os tratores de pátio e carretas, que movimentam os contêineres das áreas de carga e descarga dos navios até os pátios de armazenagem, e vice-versa; os transtêineres, equipamentos para movimentação de contêineres constituídos de uma estrutura aporcada sobre pneus ou trilhos, capazes de efetuar movimentações verticais e horizontais; os *reach stackers*, utilizados para a movimentação de contêineres em distâncias pequenas a médias; os *straddle carriers*, equipamentos aporcados sobre pneus também destinados ao transporte em pequenas e médias distâncias; e as empilhadeiras do tipo *fork lift*, utilizadas na movimentação geral de cargas de menor vulto.



(a)

(b)

Figura 3.11. (a) Portêineres e (b) Guindastes Móveis Portuários (Fontes: Catálogo Liebherr, Container Magazine).

3.2.3. Ações provenientes do lado terrestre

De acordo com Thoresen (2014), o peso dos aterros na retaguarda das estruturas acostáveis pode causar esforços horizontais atuantes em diversas formas, dependendo da concepção da estrutura. Fatores como diferenças na poro-pressão e ações externas sobre os aterros também acarretam em esforços sobre a estrutura. Dessa forma, deve lançar-se mão da engenharia geotécnica para avaliação desses esforços, e valores para peso dos materiais podem ser encontrados na bibliografia sobre o assunto ou em referências normativas.

3.3. Teoria das Probabilidades, Confiabilidade Estrutural e Análise Probabilística de Estruturas

3.3.1. Variáveis aleatórias e seus principais parâmetros

De acordo com Ang e Tang (2007), variáveis aleatórias são artifícios matemáticos utilizados para a representação analítica de certos eventos. Em contraste com as variáveis determinísticas, dadas por valores fixos, as variáveis aleatórias são definidas dentro de intervalos de possíveis valores. Assim, trata-se essas variáveis em termos de probabilidades de ocorrência.

Sendo X uma variável aleatória, a sua distribuição de probabilidades é descrita pela função distribuição de probabilidade acumulada (CDF, do inglês *cumulative distribution function*), dada por

$$F_X = P(X \leq x) \quad (3.22)$$

Para variáveis aleatórias contínuas, as probabilidades de ocorrência são associadas não a valores, mas a intervalos de x , fazendo com que essas variáveis sejam tratadas em termos de densidades de probabilidade. Dessa forma, distribuições de probabilidade de variáveis contínuas são dadas pelas chamadas funções densidade de probabilidade (PDF, do inglês *probability density function*), descritas por $f_X(x)$. A probabilidade de ocorrência de X no intervalo $(a, b]$ é dada por

$$P(a < X \leq b) = \int_a^b f_X(x) dx \quad (3.23)$$

e a distribuição de probabilidade acumulada correspondente é

$$F_X(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f_X(\tau) d\tau \quad (3.24)$$

Se $F_X(x)$ admite derivada de primeira ordem, a sua função densidade de probabilidade é descrita por

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{d_x} \quad (3.25)$$

Alguns parâmetros podem ser bastante úteis para o entendimento do comportamento de variáveis aleatórias. Os valores centrais são parâmetros de grande interesse no estudo das mesmas, uma vez que representam os valores médios ou esperados dessas variáveis. O valor médio ou valor esperado $E(X)$ de uma variável aleatória contínua com PDF $f_X(x)$ é dado por

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (3.26)$$

Outros parâmetros de elevado interesse são as medidas de dispersão, que caracterizam o quão próximos ou afastados estão dos valores centrais os possíveis valores de X . Tomando-se como valor central de referência a média $\mu(X) = E(X)$, uma medida de dispersão capaz de quantificar esses afastamentos é a variância $Var(X)$, dada pela equação

$$Var(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 f_X(x) dx \quad (3.27)$$

que desenvolvida resulta em

$$Var(X) = E(X^2) - \mu_X^2 \quad (3.28)$$

No entanto, pode ser dimensionalmente mais conveniente a utilização de uma medida chamada desvio padrão σ_X , dado por

$$\sigma_X = \sqrt{Var(X)} \quad (3.29)$$

Apesar de serem extremamente úteis, as medidas de dispersão acima citadas podem sozinhas não dar uma ideia do quão dispersos das medidas centrais estão os valores. Com isso, também é muito útil o parâmetro chamado de coeficiente de variação δ_X , que relaciona percentualmente a dispersão e o valor central da distribuição, sendo dado por

$$\delta_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (3.30)$$

3.3.2. Distribuições de probabilidade

Neste trabalho foram utilizadas as distribuições de probabilidade dos tipos Uniforme, Normal, Lognormal e Weibull, descritas nos subitens a seguir.

Distribuição Uniforme

As funções densidade de probabilidade para variáveis aleatórias uniformes são dadas por

$$f_X(x) = \frac{1}{(b - a)}, a \leq x \leq b \quad (3.31)$$

onde a e b são os limites inferiores e superiores da distribuição, respectivamente.

Distribuição Normal (Gaussiana)

Trata-se da mais conhecida e utilizada distribuição de probabilidades, com função densidade dada por

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right], -\infty < x < +\infty \quad (3.32)$$

onde μ e σ são respectivamente a média e o desvio padrão da distribuição.

Podendo ser definida apenas por esses dois parâmetros, a distribuição normal também recebe a notação $N(\mu, \sigma)$.

Um parâmetro importante na metodologia utilizada neste trabalho foi definido como o parâmetro $\mu \pm 3\sigma$. Para distribuições normais de probabilidade, a área sob a curva de densidade de probabilidade após os valores obtidos por esse parâmetro apresenta uma probabilidade muito baixa de ocorrência, da ordem aproximada de 0,15 %, referindo-se dessa forma a valores extremos da distribuição.

Distribuição Lognormal

A função normal logarítmica, ou simplesmente Lognormal, também é uma distribuição de probabilidade bastante utilizada, e sua PDF é dada por

$$f_X(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right], x \geq 0 \quad (3.33)$$

onde $\lambda = E(\ln X)$ e $\zeta = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$ são os parâmetros da distribuição, equivalentes à média e ao desvio padrão do $\ln X$.

Distribuição de Weibull (ou de Valores Extremos Tipo III)

Trata-se de uma distribuição muito utilizada em diversos campos da engenharia. Para variáveis aleatórias cujos valores são sempre iguais ou maiores que zero, a distribuição de Weibull tem função densidade de probabilidade

$$f_X(x) = \left(\frac{k}{\lambda}\right) \left(\frac{x}{\lambda}\right)^{k-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\lambda}\right)^k\right], x \geq 0 \quad (3.34)$$

e distribuição de probabilidade acumulada

$$F_X(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x}{\lambda}\right)^k\right], x \geq 0 \quad (3.35)$$

onde k e λ são os parâmetros de forma e escala, respectivamente, calculados pelas seguintes relações com a média e o desvio padrão da variável aleatória X :

$$\mu_x = \Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right)\lambda \quad (3.36)$$

$$\sigma_x = \lambda \sqrt{\Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{k}\right)} \quad (3.37)$$

3.3.3. Determinação de Parâmetros e Distribuições de Probabilidade e Testes de Aderência

Uma vez que descrevem fenômenos reais, os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias devem ser calculados a partir de observações desses fenômenos. Ang e Tang (2007) apresentam alguns dos métodos utilizados nesse sentido, destacando-se o Métodos dos Momentos. Para um conjunto de n observações, com valores (x_1, x_2, \dots, x_n) , a média e a variância amostrais são dados, respectivamente, por

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (3.38)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (3.39)$$

Com os valores de μ e σ^2 , os parâmetros das distribuições de probabilidade que irão descrever os dados observados podem ser calculados.

A determinação da distribuição de probabilidade mais adequada ao fenômeno observado deve ser feita de forma criteriosa. De acordo com Ang e Tang (2007), sob certas circunstâncias, as condições que originam o fenômeno aleatório podem sugerir a forma mais adequada da distribuição de probabilidade. Por exemplo, se um processo é constituído pela soma de diversos efeitos individuais, a distribuição Normal pode ser adequada devido ao teorema do limite central, descrito adiante, enquanto que em se tratando de valores máximos ou mínimos de uma determinada variável pode ser conveniente a adoção de distribuições de valores extremos.

As distribuições de probabilidade assumidas para os dados observados devem ser verificadas através de testes de aderência (*goodness-of-fit*). Quando duas ou mais distribuições apresentam-se plausíveis para uma determinada variável aleatória, tais testes podem ser usados para determinação da distribuição que melhor se ajusta à variável. Dois testes são amplamente utilizados com esse

propósito: o teste Chi-Quadrado (χ^2) e o teste de Kolmogorov-Smirnov (K-S), sendo este o adotado neste trabalho.

No teste de Kolmogorov-Smirnov, para um conjunto n observações, reorganiza-se os dados observados em ordem crescente e desenvolve-se uma distribuição de frequências pelas expressões

$$\begin{aligned} S_n(x) &= 0, & x < x_1 \\ &= \frac{k}{n}, & x_k \leq x \leq x_{k+1} \\ &= 1, & x \geq x_n \end{aligned} \quad (3.40)$$

onde $S_n(x)$ representa os valores da distribuição de frequência para os dados observados reorganizados em ordem crescente; x_1, x_2, \dots, x_n são os valores observados e k o número sequencial de cada x . A discrepância máxima D_n entre $S_n(x)$ e a distribuição ajustada $F_X(x)$ é dada por

$$D_n = \max_x |F_X(x) - S_n(x)| \quad (3.41)$$

e os valores críticos para essa discrepância máxima são relacionados com o nível de significância α através da expressão

$$P(D_n \leq D_n^\alpha) = 1 - \alpha \quad (3.42)$$

sendo apresentados na Tab. 3.3 para conjuntos com mais de 50 observações.

Tabela 3.3. Valores críticos de D_n^α para diferentes valores de α (Adaptada de Ang e Tang, 2007).

n	$\alpha = 0,20$	$\alpha = 0,10$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
> 50	$1,07/\sqrt{n}$	$1,22/\sqrt{n}$	$1,36/\sqrt{n}$	$1,63/\sqrt{n}$

3.3.4. Teorema do Limite Central

Um dos teoremas mais importantes na teoria das probabilidades é o chamado Teorema do Limite Central, pelo qual se verifica que a soma de um grande número de componentes individuais aleatórias, nenhuma delas dominante, tende à distribuição Normal de probabilidades à medida que o número de variáveis aumenta (Ang e Tang, 2007). Trata-se de uma questão muito relevante no âmbito deste trabalho, uma vez que os parâmetros aleatórios de saída das análises probabilísticas são gerados a partir de combinações de diversas outras variáveis com aleatoriedades distintas.

3.3.5. Correlação entre Duas Variáveis Aleatórias

Sendo X e Y duas variáveis aleatórias contínuas com médias μ_X e μ_Y e desvios padrão σ_X e σ_Y , a covariância entre as duas variáveis é dada por (Nowak e Collins, 2000)

$$CoV(X, Y) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)(y - \mu_Y) f_{XY}(x, y) dx dy \quad (3.43)$$

Dado o valor da covariância entre duas variáveis aleatórias, um importante parâmetro utilizado em análises estatísticas com múltiplas variáveis é o coeficiente de correlação, dado pela relação

$$\rho_{XY} = \frac{CoV(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (3.44)$$

O coeficiente de correlação mede, em essência, o nível de ajuste da correlação linear entre ambas as variáveis, podendo assumir valores de -1 a 1, significando correlações lineares fortes tanto mais próximos da unidade, sendo direta e inversamente proporcionais para valores positivos e negativos, respectivamente (Ang e Tang, 2007).

3.3.6. Confiabilidade Estrutural

Sabe-se que incertezas são inevitáveis em aplicações práticas da engenharia, fazendo com que diversos parâmetros utilizados em projetos, geralmente tidos como valores determinísticos, possuam algum tipo de aleatoriedade. Tais incertezas, provenientes de fontes diversas como imprevisibilidades de fenômenos naturais, aproximações de parâmetros e erros de cálculo, fazem com que as resistências estruturais e os efeitos dos carregamentos sejam, na verdade, variáveis aleatórias.

Conforme exposto anteriormente, de acordo com Nowak e Collins (2000) a ideia tradicional de segurança em engenharia estrutural está associada com os estados limites últimos, definidos como os limites entre performances estruturais desejadas e indesejadas. Funções de estado limite g são descritas pela diferença entre a resistência da estrutura R e os efeitos dos carregamentos Q , na forma

$$g(R, Q) = R - Q \quad (3.45)$$

e representam a falha estrutural quando assumem valores inferiores a zero. A probabilidade de falha de uma estrutura é a probabilidade de violação de quaisquer estados limites considerados.

Sendo R e Q variáveis aleatórias contínuas com distribuições de probabilidades distintas, a função de estado limite g também é uma variável aleatória, conforme ilustrado na Fig. 3.12.

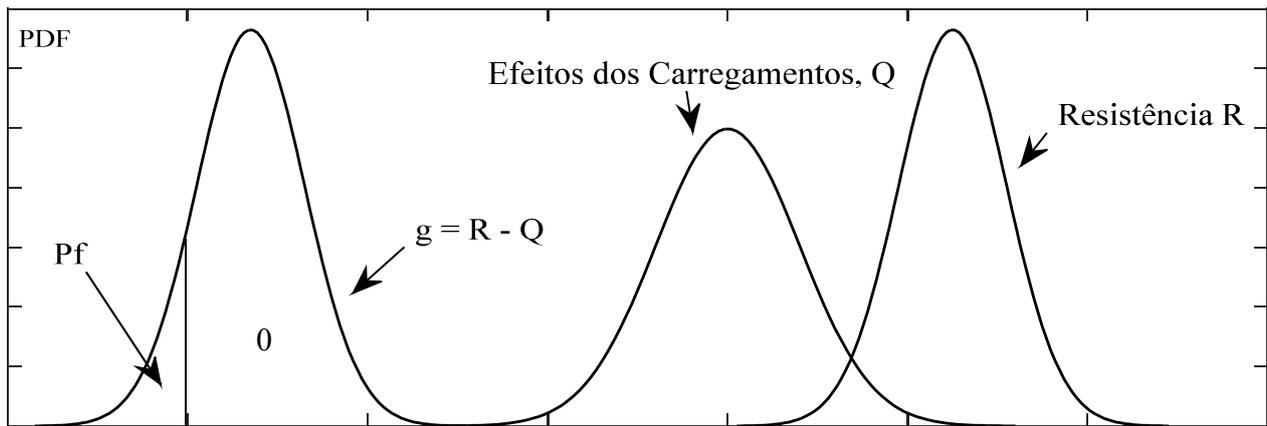


Figura 3.12. Distribuições de probabilidade da resistência, dos efeitos dos carregamentos e da função estado limite (Adaptada de Nowak e Collins, 2000).

3.3.7. Análise Probabilística de Estruturas e o Método de Monte Carlo

Dentro do universo da confiabilidade estrutural, muitas vezes se torna complexa a determinação dos parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade dos efeitos dos carregamentos. Com isso, uma técnica muito eficiente baseia-se na repetição da análise estrutural requerida. O Método de Monte Carlo consiste em se estimar a distribuição de probabilidade das respostas de um modelo numérico qualquer (elementos finitos, por exemplo) alimentado por variáveis aleatórias com distribuições de probabilidade pré-determinadas. Assim, são feitas n simulações e em cada uma delas os parâmetros de entrada recebem valores diferentes obedecendo suas distribuições. Os dados de entrada, diferentes a cada simulação, geram diferentes valores para os parâmetros de saída, que agrupados formarão o universo estatístico das respostas do modelo.

Em análises probabilísticas de estruturas reticulares, o modelo numérico geralmente é elaborado em elementos finitos, as variáveis aleatórias de entrada são as propriedades dos elementos estruturais e dos carregamentos, e as variáveis aleatórias de saída são os valores dos esforços internos, reações, deslocamentos, rotações, etc.

É essencial a obtenção de saídas correspondentes aos múltiplos possíveis valores que os parâmetros de entrada podem assumir, devendo o processo de amostragem ser distribuído de maneira satisfatória. Além disso, é importante também que não haja coincidência de valores amostrais. Dessa forma, os dois principais critérios de um processo de amostragem são o adequado preenchimento do espaço amostral e a ausência de colapsos entre os valores amostrados (Janssen, 2013). Há diversas metodologias de amostragem empregadas nas simulações de Monte Carlo, sendo que as duas formas disponíveis no software ANSYS são as amostragens direta e por hipercubo latino.

Na amostragem direta ou simples os números são gerados de forma estritamente aleatória. Essa forma de amostragem, embora bastante utilizada, demanda um alto custo computacional em sua implementação. Na amostragem por hipercubo latino o espaço amostral de cada parâmetro de entrada é dividido em faixas que são amostradas uma única vez, fazendo com que o espaço seja uniformemente coberto pela amostragem. Trata-se de um processo mais avançado, que pode otimizar o processo de análise pelo método de Monte Carlo. Geralmente, a técnica de amostragem por hipercubo latino diminui o número de simulações em 20% a 40% se comparado com a amostragem direta para os mesmos resultados com a mesma precisão. No entanto, esse número é em grande parte dependente do tipo de problema em estudo (Tan, 2014).

4. METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentada a forma como os métodos e conceitos expostos no Cap. 3 foram aplicados no presente trabalho.

4.1. Estudo de Caso

A estrutura analisada neste trabalho pertence ao Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande (TECON Rio Grande), localizado na região da entrada da Lagoa dos Patos, no extremo sul do Brasil, conforme apresentado na Fig. 4.1.



Figura 4.1. Localização do Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande (Fonte: <https://www.google.com.br/maps>).

A estrutura consiste em um cais de paramento aberto de 900 m de comprimento e 20 m de largura, subdividida em 18 módulos de 50 m de comprimento, equipados cada um com dois cabeços de amarração para 100 t e duas defensas flexíveis.

Cada módulo possui 60 estacas de concreto, com seções transversais tubulares, diâmetros externo de 0,80 m e interno de 0,50 m, sendo 24 delas inclinadas. A superestrutura consiste em uma trama horizontal de vigas longitudinais e transversais que sustenta uma laje de concreto armado com espessura de 0,2 m. Em um total de cinco, as vigas longitudinais percorrem toda a extensão de cada módulo, possuindo seções transversais diversas. Com exceção das duas vigas localizadas nos extremos longitudinais de cada módulo, todas as oitenta e seis vigas transversais são construídas em concreto pré-moldado, com seções transversais tipo pi. Sobre a laje assenta-se uma camada de pavimentação constituída por camadas de areia e de blocos intertravados de concreto, com espessuras de 0,40 m e 0,10 m, respectivamente. A estrutura é apresentada na Fig. 4.2.



Figura 4.2. Cais do TECON Rio Grande (Fonte: <http://www.portoriogrande.com.br>).

É extremamente importante a visualização das inclinações de algumas estacas, que se dão em duas direções. Nota-se, por exemplo, que as estacas de número 15 e 31 (ver Fig. 4.3) possuem apenas inclinações na direção transversal, na razão 1/4, sendo a primeira voltada à retaguarda e a segunda voltada à parte frontal do cais. Já estacas como as de número 14 e 32, além da mesma inclinação no sentido transversal da estrutura, possuem inclinações de 3° no sentido longitudinal, sendo a primeira direcionada à parte frontal e a segunda volta à retaguarda da estrutura.

As Figuras 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6, que apresentam o arranjo estrutural do cais, foram retiradas do memorial de cálculo da estrutura.

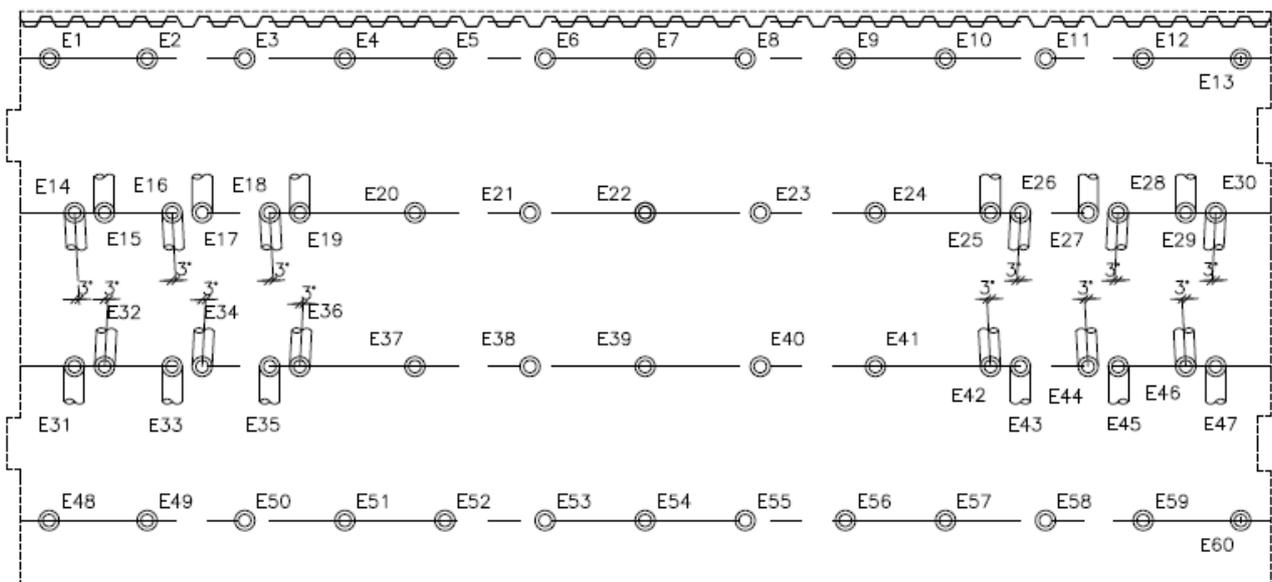


Figura 4.3. Planta de locação das estacas do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).

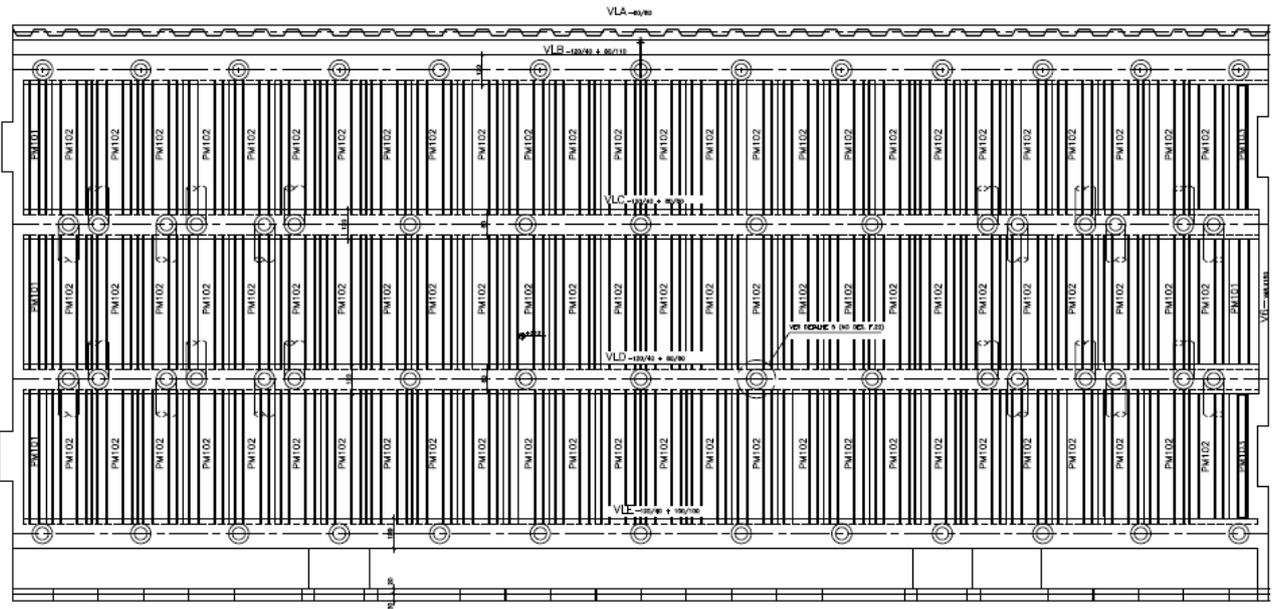


Figura 4.4. Planta de localização das vigas longitudinais e transversais do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).

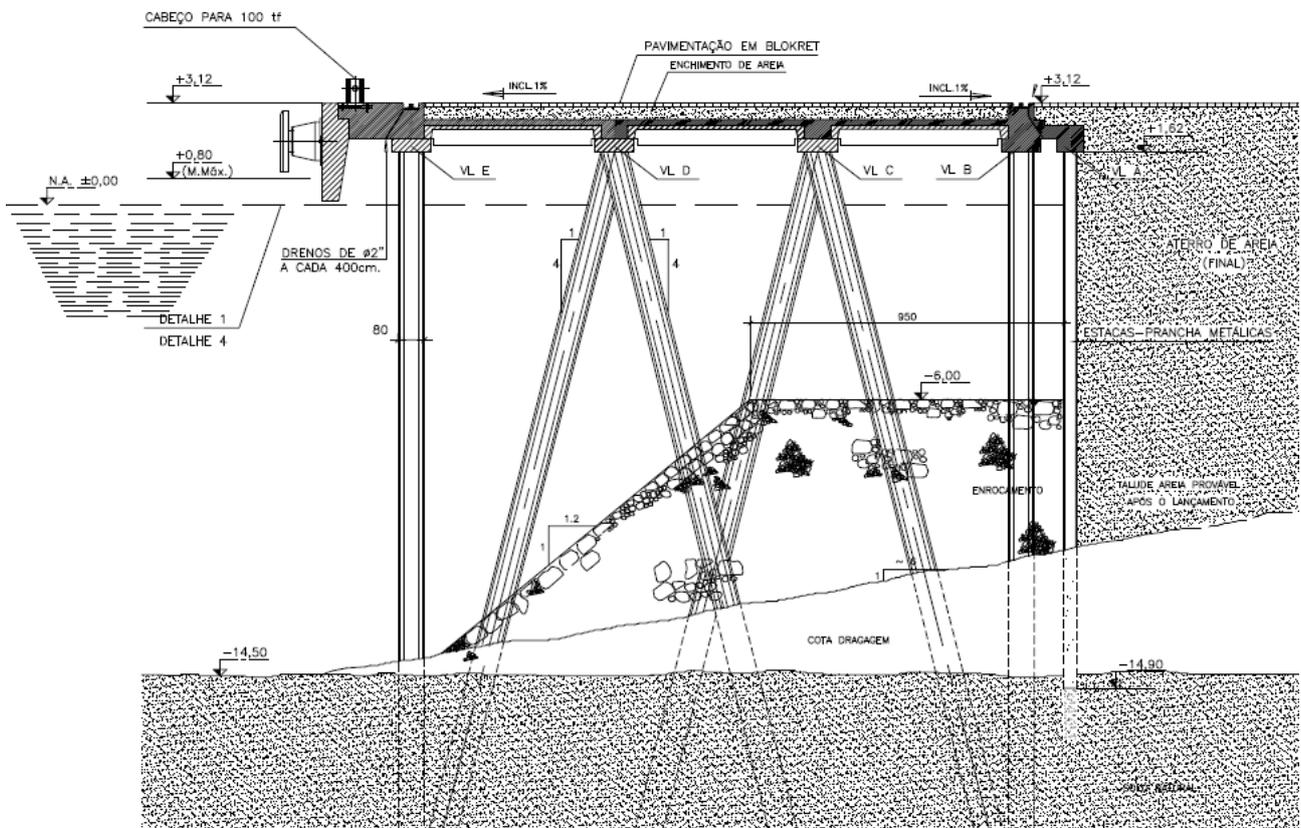


Figura 4.5. Corte transversal do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).

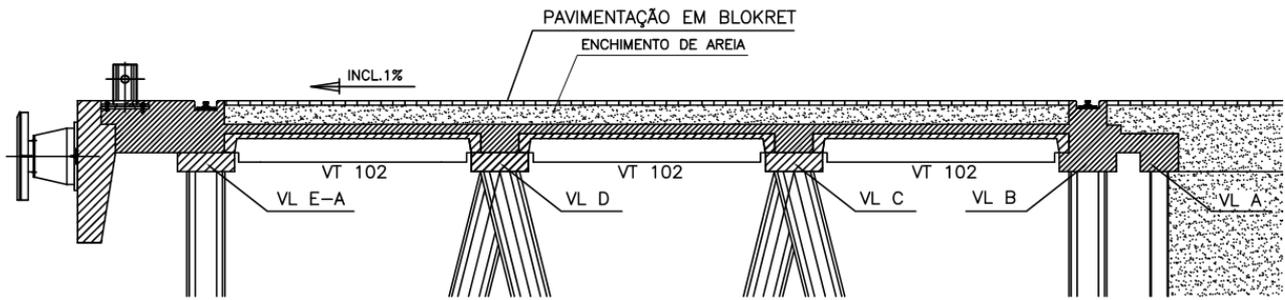


Figura 4.6. Detalhe das vigas longitudinais do módulo estrutural analisado (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).

4.2. Modelagem Estrutural

Os parâmetros geométricos das seções foram obtidos nos desenhos integrantes do projeto estrutural apresentados nas Fig. 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6. Apesar de o cais possuir uma laje em concreto armado o modelo estrutural foi construído adotando-se apenas elementos lineares. Com isso, para determinação dos parâmetros geométricos das vigas foram acrescentadas às suas faces superiores espessuras referentes à laje existente na estrutura, introduzindo nos elementos lineares a área e a rigidez da placa, sendo dessa forma o peso próprio da laje incluído junto ao das vigas. A Tabela 4.1 apresenta as propriedades geométricas principais para todos os elementos estruturais componentes do modelo, obedecendo os eixos locais de cada elemento, conforme apresentado na Fig 3.2. As propriedades mecânicas do concreto utilizado na estrutura, de classe C50, são apresentados na Tab. 4.2.

Para fins de análise estrutural de estacas parcialmente enterradas no solo, um método bastante conveniente é proposto por Davisson e Robinson (1965), que considera a substituição hipotética das estacas parcialmente enterradas por estacas engastadas na base a uma certa profundidade. Dessa forma, o elemento original com comprimentos livre L_u e enterrado L é substituído por um elemento de comprimento livre $L_e = L_u + L_s$, engastado a uma distância L_s abaixo do nível real do solo. Para o caso em questão, o comprimento L_s é calculado pela expressão

$$L_s = 1,8 \sqrt[5]{\frac{E_p I}{n_h}} \quad (4.1)$$

onde L_s é o comprimento de engastamento acrescido hipoteticamente ao elemento; E_p e I são, respectivamente, o módulo de elasticidade do material [kN/m^2] e momento de inércia da seção transversal [m^4] do elemento de fundação e n_h o coeficiente de reação horizontal do solo [MN/m^3].

Dados E_p e I iguais a 36.826,12 kN/m² e 0,02 m⁴ e n_h 0,55 MN/m³ (valor para argilas muito moles, de acordo com Alonso, 2012), o valor calculado de L_s é de aproximadamente 7,5 m, que acrescido do comprimento real livre adotado para as estacas, de 16,12 m, resulta em um comprimento de 23,62 m para os elementos de fundação da estrutura. A análise de estacas parcialmente enterradas no solo é abordado de forma detalhada em Davisson e Robinson (1965), Velloso e Lopes (2010) e Alonso (2012).

Quanto à malha de elementos finitos, adotou-se um elemento finito para cada trecho linear introduzido no modelo. Para o elemento finito utilizado, *Beam189*, além dos nós localizados nas extremidades é criado também um nó no centro de cada elemento.

Tabela 4.1. Propriedades geométricas dos elementos estruturais (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).

Tipo	Elemento	Local na estrutura	A	I_y	I_z	J_x
			(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ⁴)
Longitudinais	VL-A	Sobre a estaca-prancha	0,80	0,04	0,08	0,06
	VL-B	Sobre a primeira linha de estacas, a partir do fundo do cais	1,28	0,31	1,58	0,13
	VL-C	Sobre a segunda linha de estacas, a partir do fundo do cais	0,96	0,19	3,80	0,06
	VL-D	Sobre a terceira linha de estacas, a partir do fundo do cais	0,96	0,19	3,80	0,06
	VL-E-A	Sobre a quarta linha de estacas, a partir do fundo do cais	1,26	0,25	1,71	0,13
	VL-E-B	Viga de paramento, fora da região dos cabeços	0,91	0,28	0,02	0,05
	VL-E-C	Viga de paramento, na região dos cabeços	2,12	1,50	0,10	0,24
Transversais	VT-EXT	Extremos laterais do cais	0,59	0,11	0,01	0,02
	VT-101	Adjacentes às vigas VT-EXT	0,36	0,01	0,02	0,01
	VT-102	Estrutura inteira, praticamente	0,89	0,04	0,24	0,02
	VT-F	Viga de fundo, entre a VL-A e a VL-B	0,73	0,01	0,20	0,03
	VT-P-A	Ligação entre as vigas VL-E-A e VL-E-B	1,09	0,03	0,30	0,10
	VT-P-B	Ligação entre as vigas VL-E-A e VL-E-C	2,00	0,20	0,55	1,11
Estacas	EST	Fundação da estrutura	0,31	0,02	0,02	0,03

Tabela 4.2. Propriedades mecânicas dos elementos estruturais (Fonte: Memorial de Cálculo do cais do TECON Rio Grande).

Resistência característica à compressão do concreto	f_{ck} (MPa)	50
Módulo de deformação secante do concreto	E_{cs} (kN/m ²)	36826,12
Coefficiente de Poisson	ν	0,2
Coefficiente de dilatação térmica	α (°C ⁻¹)	1,0.10-5

Outra questão importante na modelagem da estrutura é a verificação dos sistemas de coordenadas utilizados pelo ANSYS. Para o sistema global adotou-se a forma padrão do software, com os eixos x, y e z nas direções longitudinal, vertical e transversal da estrutura, respectivamente. Para o sistema local de cada elemento também se adotou a orientação gerada automaticamente pelo software, com o eixo x na direção da orientação do elemento (para as estacas: direção vertical/inclinada, sentido cima-baixo). Além da análise dos resultados, a direção dos eixos locais é extremamente importante na etapa de inserção das propriedades geométricas dos elementos. Os sistemas de coordenadas são apresentados na Fig. 4.7, e o modelo estrutural completo é apresentado na Fig. 4.8.

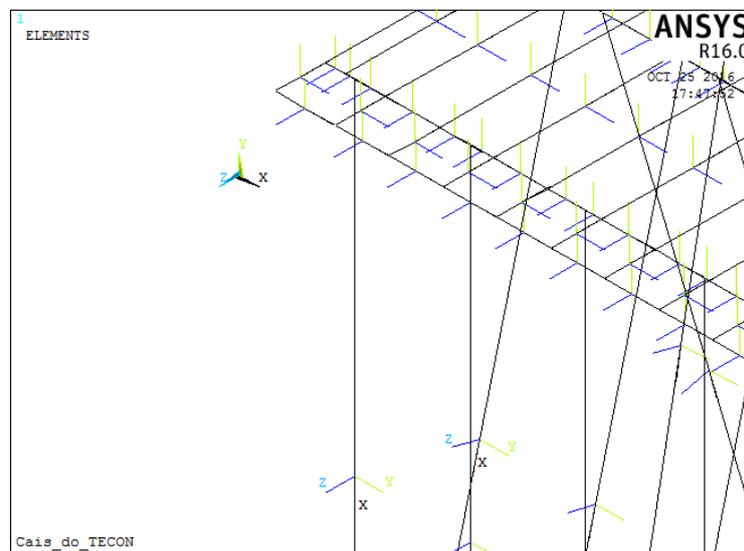


Figura 4.7. Sistemas global e local de coordenadas.

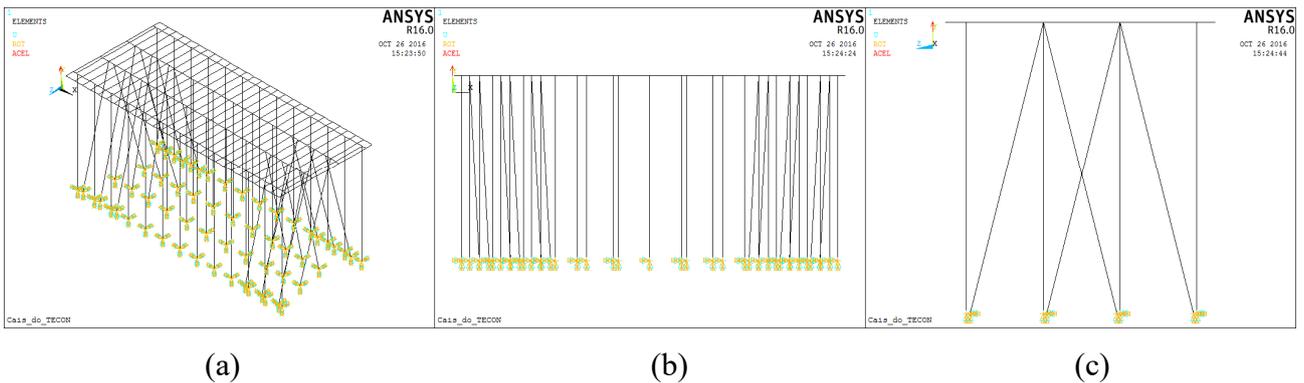


Figura 4.8. Modelo estrutural para o cais do TECON em vistas de (a) perspectiva, (b) frontal e (c) lateral.

4.2.1. Verificação do Modelo Computacional

A verificação do modelo estrutural foi executada através da comparação dos resultados obtidos nos softwares ANSYS (adotado nas análises probabilísticas) e SAP2000 para uma combinação simplificada de esforços. Os modelos construídos em ambos os softwares são apresentados na Fig. 4.9. Visando mobilizar a estrutura em todas as direções, aplicou-se em ambos os modelos o peso próprio dos elementos e um par de forças concentradas horizontais de 500 kN atuando nos sentidos longitudinal e transversal da estrutura.

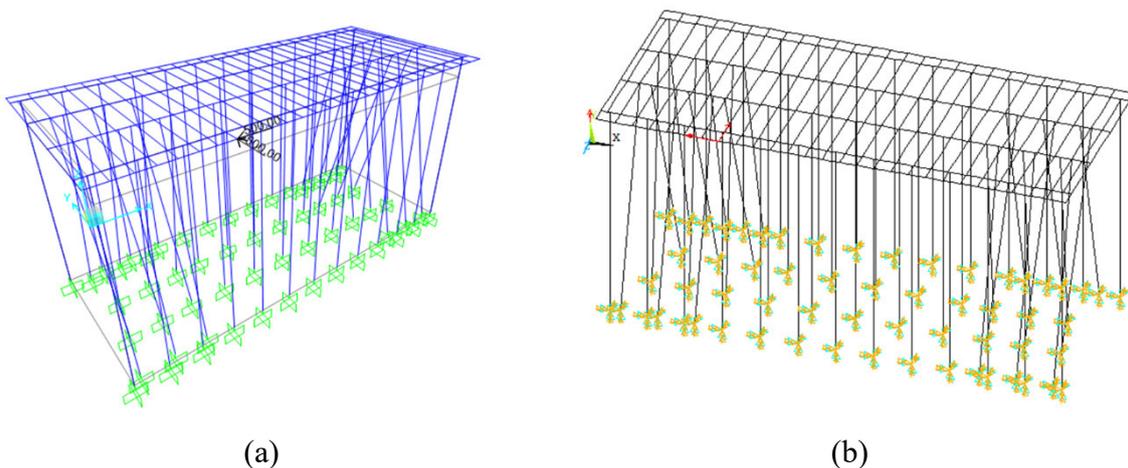


Figura 4.9. Modelos estruturais construídos nos softwares (a) SAP 2000 e (b) ANSYS.

A Figura 4.10 apresenta a comparação dos resultados obtidos em ambos os modelos para os esforços axiais no topo das 60 estacas, verificando-se uma boa concordância dos resultados.

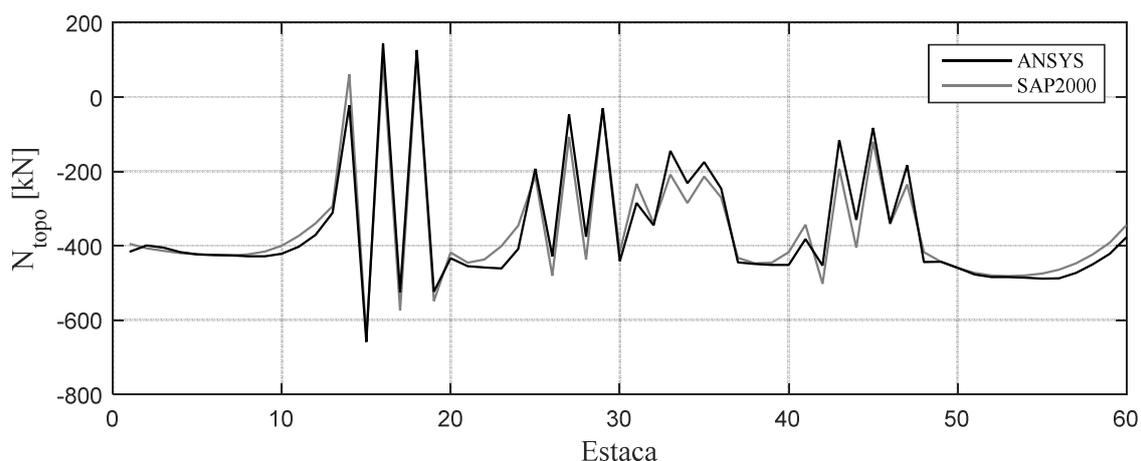


Figura 4.10. Comparação dos resultados obtidos nos softwares ANSYS e SAP2000 para o modelo estrutural submetido a uma combinação simplificada de esforços.

Conforme pode ser observado nos manuais de ambos os softwares (ANSYS, 2016; CSI, 2015), os mesmos adotam formulações diferentes para elementos finitos lineares. Dessa forma, embora as condições modeladas sejam semelhantes, a estrutura é tratada computacionalmente de forma diferente, fazendo com que o modelo estrutural construído no SAP2000 confirme a adequabilidade do modelo construído no ANSYS para as análises probabilísticas do presente trabalho.

Encontra-se em Viegas (2015) uma análise muito semelhante de comparação entre um modelo estrutural construído no ANSYS e outro construído em um software alternativo. Através da comparação com os resultados obtidos no software TQS, o autor também conclui que modelos tridimensionais construídos no ANSYS com elementos do tipo *Beam189* conduzem a resultados satisfatórios para análise de estruturas portuárias de acostagem.

4.3. Combinações, Carregamentos e Parâmetros Estatísticos

4.3.1. Ações Estruturais e Parâmetros Estatísticos Adotados

Foram adotadas como variáveis aleatórias neste trabalho o peso próprio do concreto armado, o peso por metro quadrado da camada de pavimentação, a carga de reação horizontal da cortina de estacas-prancha na viga de retaguarda do cais, a variação de temperatura, a sobrecarga acidental, o porte DWT das embarcações, o peso dos contêineres e as velocidades dos ventos e correntes.

Diversos parâmetros envolvidos no cálculo das ações estruturais são dependentes das variáveis citadas acima. Dessa forma, foi necessária a definição de expressões matemáticas que pudessem calcular tais parâmetros em função das respectivas variáveis aleatórias, permitindo assim

a introdução automática desses parâmetros a cada simulação das análises probabilísticas. Por exemplo, definiu-se uma expressão matemática para descrever a área vélica da embarcação em função do porte DWT da mesma, esta variável a cada simulação. Para tanto, foi utilizada a ferramenta “*Curve Fitting*” do software Matlab, adotando-se como critério de aceitação dos ajustes um coeficiente de determinação R^2 maior que 0,90.

A seguir apresenta-se as ações estruturais adotadas e as correspondentes variáveis aleatórias, distribuições de probabilidade e parâmetros estatísticos.

Peso Próprio Estrutural

O peso próprio da estrutura foi introduzido no ANSYS como força inercial devida à aceleração da gravidade, sendo calculada a partir da densidade do material, dos volumes de cada elemento linear e do valor fornecido para aceleração da gravidade, adotado $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

De acordo com a Comissão Mista de Segurança Estrutural (JCSS, 2001), cargas de peso próprio podem ser assumidas como seguindo distribuições normais de probabilidade. A comissão atribui coeficiente de variação de 0,04 para essas ações, enquanto Nowak & Collins (2000) atribuem valores entre 0,08 e 0,10.

A variável aleatória utilizada para as ações de peso próprio da estrutura foi o peso específico do concreto armado γ_C . Adotou-se distribuição Normal de probabilidade com valor médio de 25 kN/m^3 e desvio padrão de $2,5 \text{ kN/m}^3$, sendo o coeficiente de variação igual a 0,10. A Figura 4.11 apresenta as curvas de densidade de probabilidade e densidade de probabilidade acumulada para a variável.

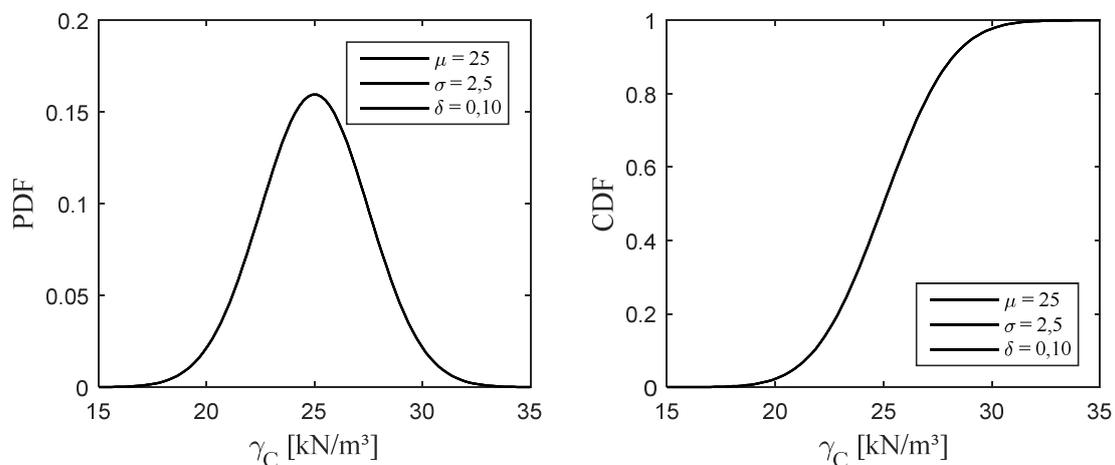


Figura 4.11. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotados para o peso específico do concreto armado γ_C .

Peso Próprio da Camada de Pavimentação

A estrutura analisada possui uma camada de pavimentação com 0,50 m de espessura sobre a laje, sendo 0,40 m de enchimento em areia e 0,10 m de blocos intertravados de concreto simples. A composição do peso distribuído por metro quadrado da camada é mostrada na Tab. 4.3, sendo os valores dos pesos específicos de cada material retirados da NBR 6120 (ABNT, 1980).

Tabela 4.3. Cálculo do peso próprio da camada de pavimentação

Camada	Peso específico (kN/m ³)	Espessura da camada (m)	Peso distribuído (kN/m ²)
Areia	17	0,40	6,80
Blocos intertravados de concreto simples	24	0,10	2,40
Carga distribuída de Pavimentação			9,20

Dado que o modelo estrutural adotado neste trabalho é composto apenas por elementos lineares, a carga distribuída por metro quadrado deve ser transformada em carga distribuída por metro linear multiplicando-se o seu valor em kN/m², variável a cada simulação, pela largura superior de cada elemento. As cargas de pavimentação foram aplicadas nos elementos VT-101, VT-102 e VT-F.

Adotou-se distribuição Normal de probabilidade, com valor médio de 9,2 kN/m², desvio padrão de 0,92 kN/m², sendo o coeficiente de variação igual a 0,10. A Figura 4.12 apresenta as curvas de densidade de probabilidade e densidade de probabilidade acumulada para a variável.

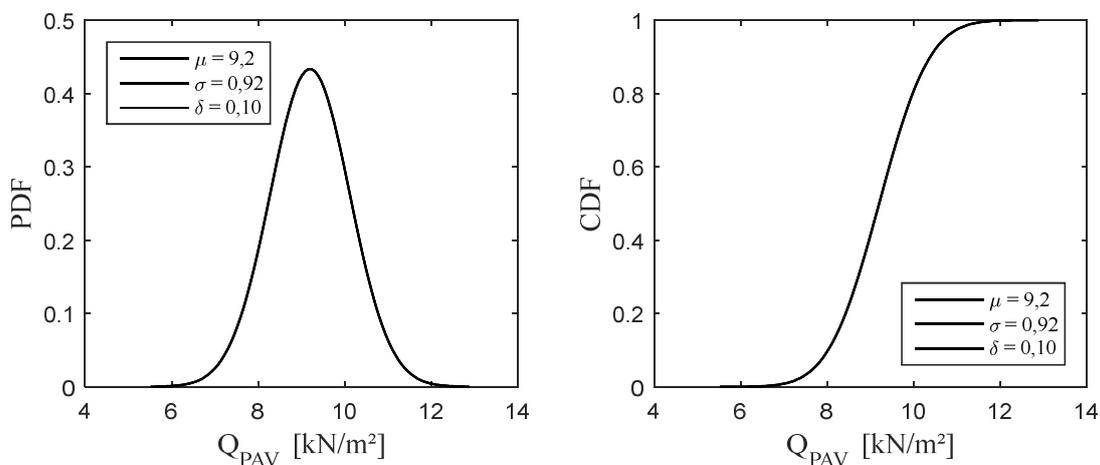


Figura 4.12. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotados para a carga distribuída da camada de pavimentação Q_{PAV} .

Reação Horizontal da Estaca Prancha

Conforme mostrado na Fig. 4.5, o cais possui uma cortina de estacas-prancha para contenção dos aterros de retaguarda, sendo o seu topo solidarizado à viga VL-A, a qual aplica na mesma uma reação horizontal distribuída de 132,8 kN/m (TECON, Memorial de Cálculo).

Harr (1984) apresenta valores de coeficientes de variação de 0,03 a 0,07 para peso específico de materiais geotécnicos, e de 0,02 a 0,13 para ângulos de atrito em solos, parâmetros esses envolvidos nos cálculos dos empuxos de terra. No entanto, adotou-se para essa ação distribuição Normal de probabilidade, com valor médio de 132,8 kN/m (valor retirado do Memorial de Cálculo), desvio padrão de 13,28 kN/m, sendo o coeficiente de variação igual a 0,10 (valor adotado de forma simplificada, considerando-se tal ação como permanente e referente ao peso próprio dos materiais que compõem os empuxos horizontais). A Figura 4.13 apresenta as curvas de densidade de probabilidade e densidade de probabilidade acumulada para reação horizontal das estacas-prancha.

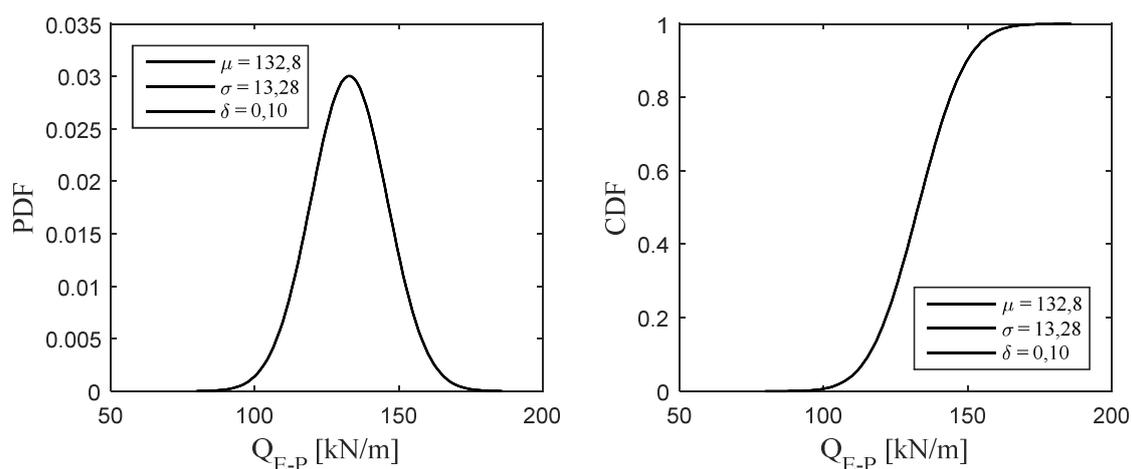


Figura 4.13. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotados para a reação horizontal das estacas-prancha Q_{E-P} .

Variação de Temperatura

Aplicou-se a variação da temperatura somente nas vigas transversais e longitudinais, uma vez que as estacas permanecem constantemente submersas na água.

Para determinação dos parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade da temperatura em Rio Grande foi consultado o *site* do Instituto Brasileiro de Meteorologia (INMET), que disponibiliza para consulta pública registros históricos de dados climáticos em diversas localidades do país.

A partir de uma série de dados de temperaturas registradas entre os anos de 2011 e 2014, adotou-se distribuição Normal de probabilidade para as temperaturas na cidade, com valor médio de

19,3 °C e desvio padrão de 5,31 °C, sendo o coeficiente de variação igual a 0,28. Considerou-se como temperatura de referência T_{REF} para cálculo das variações de temperatura o valor médio obtido, e a cada simulação o ANSYS define um valor T_1 para cálculo da variação de temperatura, sendo $\Delta T = T_1 - T_{REF}$. A Figura 4.14 apresenta o histograma normalizado e a distribuição normal ajustada para os dados.

Para o número de registros considerados (4383), a discrepância crítica no teste de Kolmogorov-Smirnov para um nível de significância de 5% é de 0,0205. A discrepância máxima obtida entre as curvas de densidade acumulada foi de 0,0470, superior ao limite do teste. No entanto, é possível verificar visualmente que o ajuste pode ser considerado satisfatório para os fins deste trabalho.

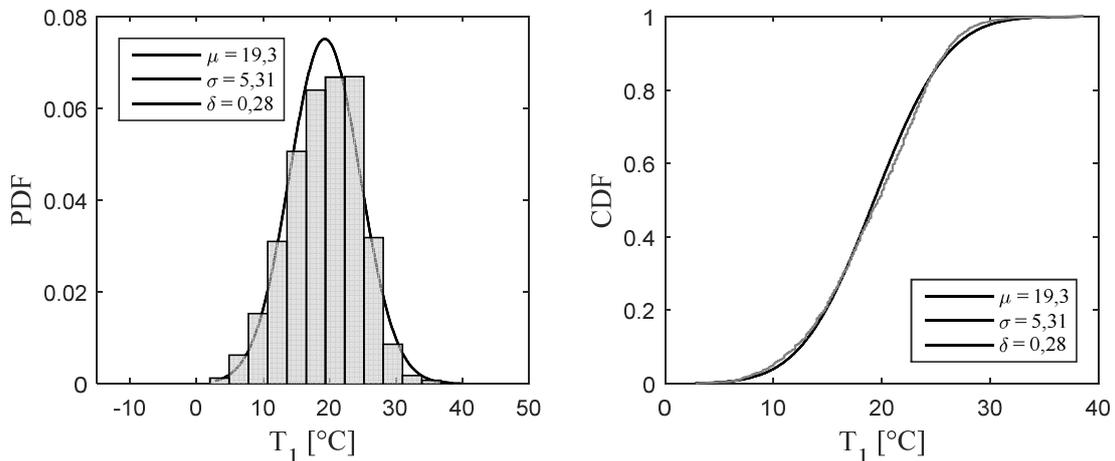


Figura 4.14. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade ajustadas para dados de temperatura T_1 em Rio Grande/RS (Fonte dos dados: INMET, 2016).

Sobrecarga Acidental

Assim como a carga distribuída da pavimentação, a sobrecarga acidental também tem seu valor distribuído por unidade de área, devendo ser transformada em carga distribuída linearmente para inserção no modelo composto por elementos lineares. Como a mesma não ocorre em todos os elementos da estrutura (por exemplo nas vigas sob os trilhos ou na viga longitudinal de paramento VL-E), aplicou-se a sobrecarga nos elementos VT-101, VT-102, VT-F e VT-P.

Para sobrecargas distribuídas atuantes em cais de contêineres não são encontrados na bibliografia valores de coeficientes de variação. Para pontes, área em que a teoria de confiabilidade estrutural é muito desenvolvida, Nowak e Collins (2000) apresentam valores para esses coeficientes variando entre 0,14 e 0,23, para diferentes áreas de exposição. Tais carregamentos são geralmente

introduzidos nas análises probabilísticas por distribuições de valores extremos do tipo I (Gumbel), não implementada no software ANSYS.

Dessa forma, adotou-se distribuição Normal de probabilidade, com valor médio de 40 kN/m² (de acordo com Thoresen, 2014), desvio padrão de 10 kN/m², sendo o coeficiente de variação igual a 0,25. A Figura 4.15 apresenta as curvas de probabilidade para a carga distribuída Q_{SC} .

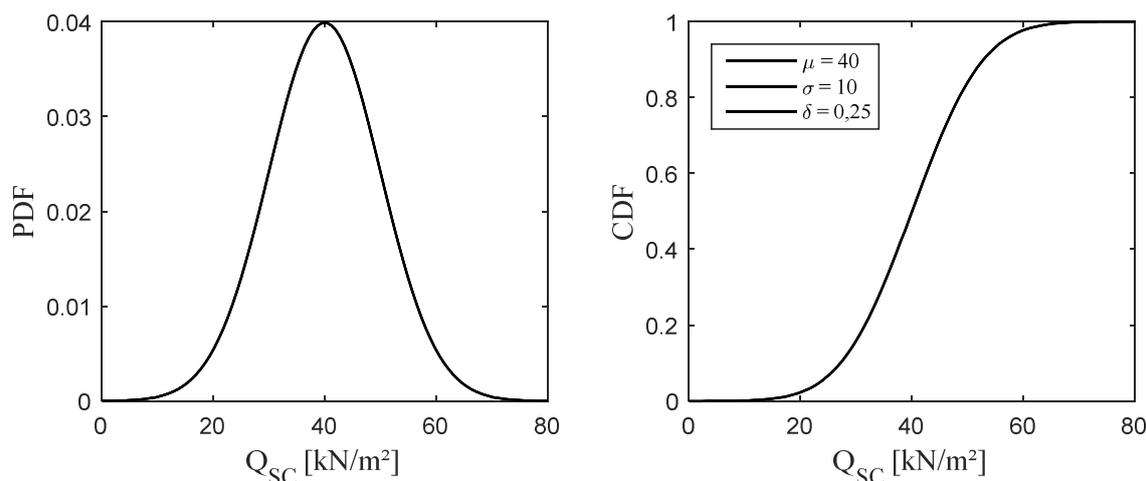


Figura 4.15. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal de probabilidade adotados para a sobrecarga accidental.

Atracação

Conforme apresentado na Fig. 3.4, a velocidade de atracação depende do porte (DWT) dos navios. Dessa forma, foi necessário obter uma distribuição de probabilidades para o DWT das embarcações operadas no terminal analisado. A empresa disponibiliza no portal TECON Online (www.tecononline.com.br) dados das embarcações operadas no terminal para períodos de até 6 meses. Dessa forma, foram obtidos valores para os DWT das embarcações operadas entre os meses de janeiro a julho de 2016.

Adotando-se para os dados obtidos distribuição Normal de probabilidade, calculou-se um valor médio de 73.474 t, desvio padrão de 34.116 t, sendo o coeficiente de variação igual a 0,46. A Figura 4.16 apresenta a distribuição normal ajustada para os dados, destacando-se que a mesma foi inserida nas análises como distribuição Normal Truncada, com limites inferiores e superiores adotados como os valores mínimos e máximos verificados no período considerado, respectivamente 11.807 t e 124.479 t.

Para o número de registros obtidos (379), a discrepância crítica no teste de Kolmogorov-Smirnov para um nível de significância de 5% é de 0,0699. A discrepância máxima obtida entre as curvas de densidade acumulada foi de 0,1245, superior ao limite do teste. No entanto, entende-se que

a distribuição adotada é capaz de inserir a variabilidade do porte DWT nas simulações de forma satisfatória.

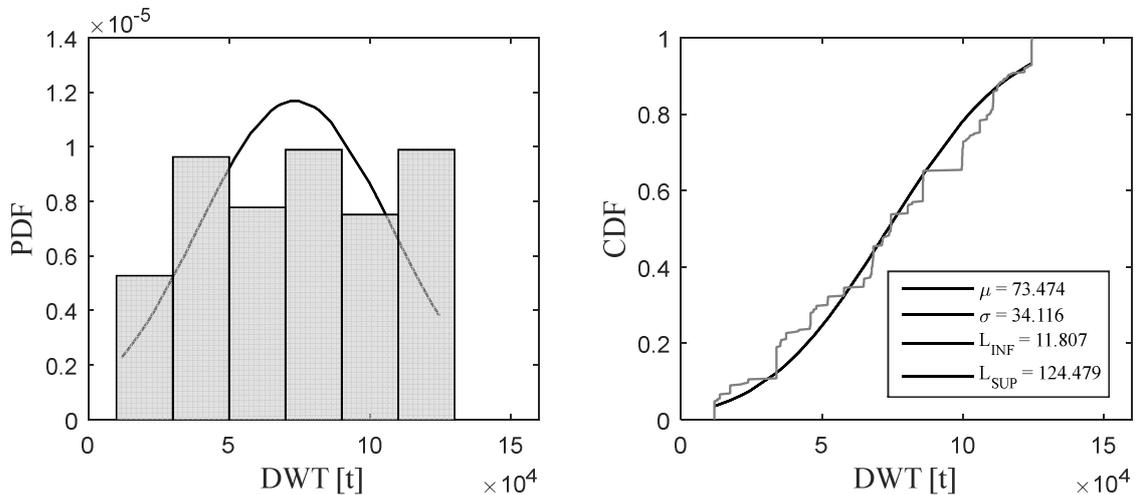


Figura 4.16. Parâmetros estatísticos e distribuição de probabilidade Normal Truncada ajustada para o porte das embarcações (Fonte dos dados: TECON, 2016).

Para determinação da velocidade de atracação foi utilizada a curva “c” da Fig. 3.4, referente à situação de fácil atracação mas exposta aos forçantes ambientais, entendendo-se essa como condizente com as condições locais da estrutura. Nota-se que a velocidade de atracação deve entrar no modelo como função da variável aleatória DWT. Também em função dessa variável, o deslocamento M é calculado pela Eq. (3.6). Uma vez que a largura e o calado das embarcações são dados em função do DWT, o fator de massa virtual C_m (Eq. 3.8) também deve entrar no modelo como função dessa variável.

Sendo o DWT variável a cada simulação, para o cálculo automático dos três parâmetros citados no parágrafo anterior foram utilizadas equações de ajuste obtidas com a ferramenta “*Curve Fitting*” do software Matlab, conforme já citado. As equações obtidas para os três parâmetros são apresentadas na Fig. 4.17, juntamente com a fonte dos dados utilizados nos ajustes.

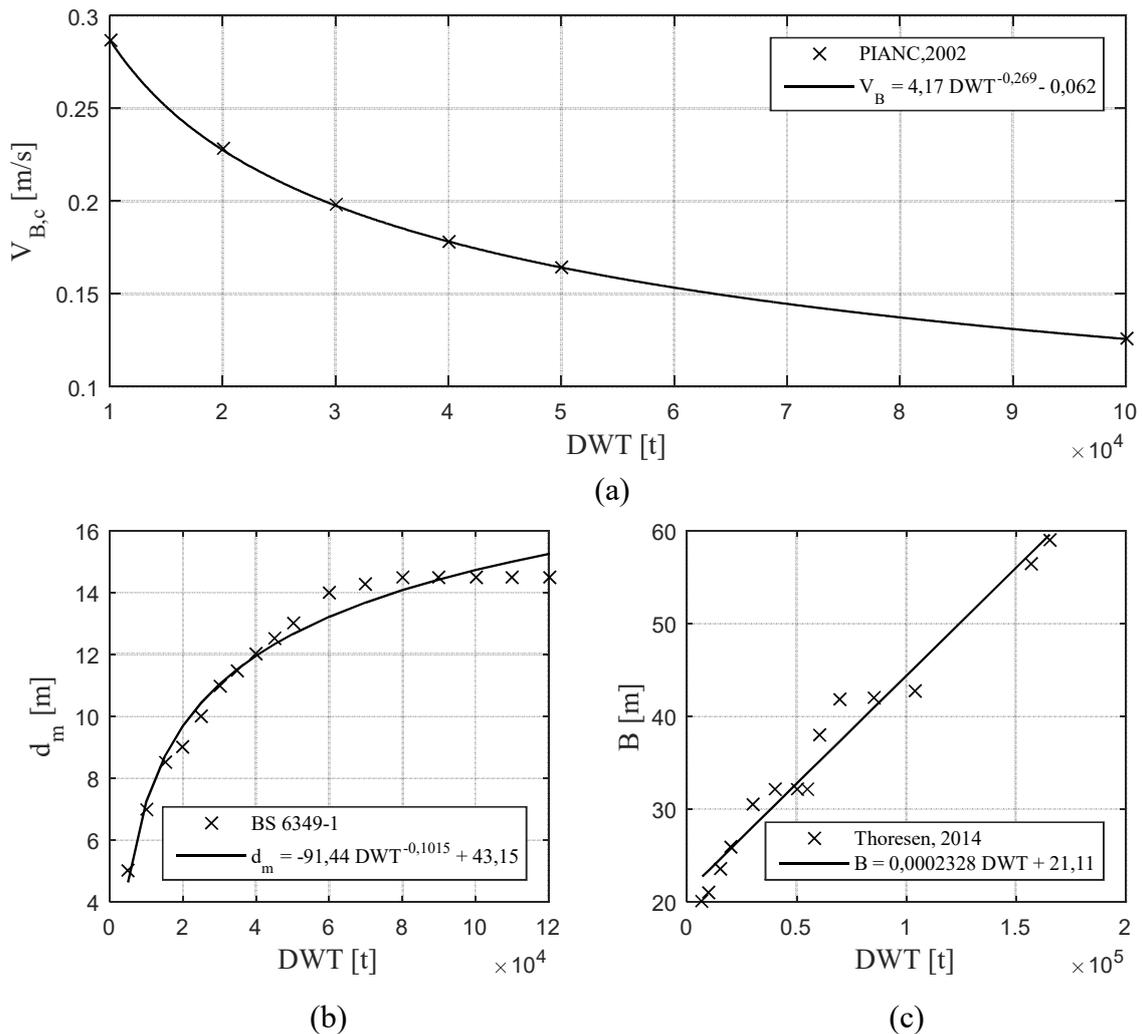


Figura 4.17. Equações de ajuste das (a) velocidades de atracação, (b) calado médio e (c) largura dos navios em função do seu porte (Fontes dos dados: indicado nas legendas).

Para o restante dos fatores envolvidos no cálculo da energia de atracação, adotou-se os valores constantes para o fator de excentricidade $C_e = 0,6$, fator de configuração $C_c = 1,0$ e fator de suavização $C_s = 1,0$.

De acordo com o catálogo da FENTEK Marine Fender Systems (Fentek, 2016), a defesa utilizada no projeto da estrutura analisada possui para valores de deflexão de 72% uma taxa $\epsilon = E/R$ igual a 0,466. De acordo com o procedimento de cálculo apresentado no referido catálogo, a força de reação F_R provocada na estrutura para essa condição de deformação possui valor de

$$F_R = 2,146 E_d \quad (4.2)$$

onde E_d é a energia de atracação [kN.m] calculada pela Eq. (3.5).

A força F_R foi aplicada à estrutura como agindo no ponto mais próximo de onde se localiza a defesa, tendo sido introduzida como força concentrada e com momento aplicado devido à excentricidade entre o eixo da defesa e o eixo considerado como o da superestrutura.

Amarração

De acordo com as Eq. (3.9) e (3.10), as forças que os ventos exercem quando incidem sobre o corpo das embarcações possuem como variáveis aleatórias (dentro das condições analisadas neste trabalho) a área vélica lateral A_L e a velocidade do vento V_W .

Conforme pode ser observado na Fig. 4.18, para expressar a área vélica em função do porte DWT da embarcação adotou-se uma reta ajustada aos valores apresentados pela PIANC (2002) para situações de navio carregado, e Dekker (2014), sendo neste obtidos os valores para embarcações de portes elevados, uma vez que o intervalo de dados apresentados pela PIANC é limitado quanto ao porte das embarcações.

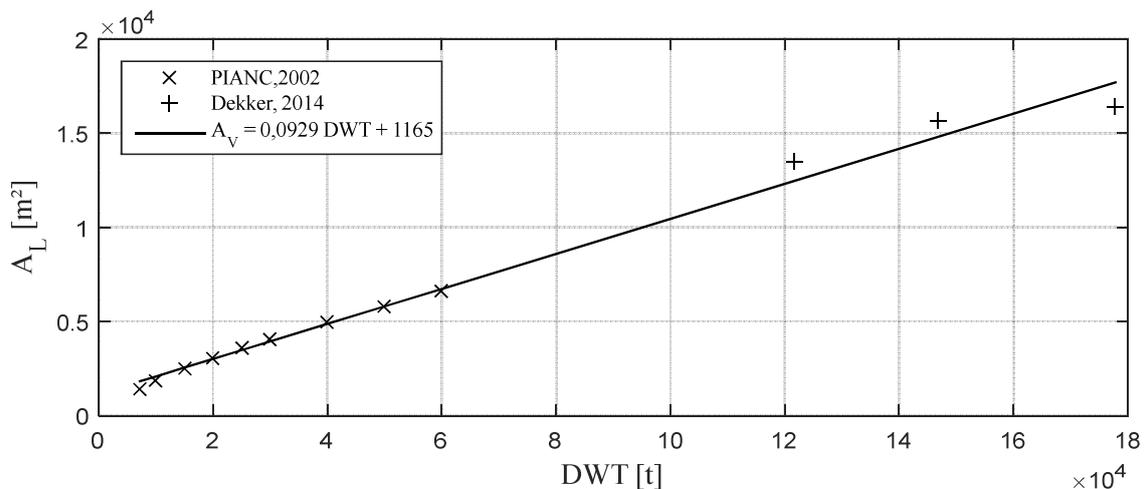


Figura 4.18. Reta ajustada para a área vélica em função do porte das embarcações (Fontes dos dados: indicado na legenda).

Duas variáveis foram consideradas para as velocidades dos ventos: $V_{W,OP}$, utilizada nas combinações dos grupos 1 a 5 e referente aos ventos em condições de operação do terminal, e $V_{W,EXT}$, utilizada nas combinações do grupo 6 e referente a ventos extremos.

Para os ventos em operação, adotou-se a distribuição de Weibull ajustada aos dados de velocidades máximas horárias dos ventos utilizados por Olinto, Pinto e Halal (2002) na avaliação do potencial eólico na região costeira do extremo sul do Rio Grande do Sul. Os dados foram obtidos pelos autores junto à Praticagem da Barra do Rio Grande, sendo registradas as rajadas máximas

horárias de 3 s de duração a 20 m de altura na torre de medições da entidade localizada no Porto do Rio Grande. Com isso foi necessária a correção dessas velocidades em função da altura e da duração da rajada, conforme Eq. (3.11) e (3.12), sendo os valores adotados para os coeficientes de escala $\lambda = 7,2$ m/s e de forma $\kappa = 2,3$. Através da Fig. 4.19 nota-se que essa distribuição apresenta ventos de intensidades relativamente baixas, porém respeitando o limite de operação do terminal (aproximadamente 20 m/s, conforme informação repassada pelo TECON Rio Grande).

Para os ventos extremos, utilizou-se a distribuição para o município de Bagé/RS apresentada no Mapa Eólico do Rio Grande do Sul editado pela Secretaria de Energia, Minas e Comunicações do Estado (SEMC/RS, 2002). Justifica-se esse procedimento pela ausência de dados publicados referentes a ventos extremos específicos para a região da cidade do Rio Grande, e no fato de que ambas as cidades possuem condições semelhantes de ventos extremos nos estudos mais recentes sobre o assunto (ver Fig. 3.6, gráfico atualizado das isopletas brasileiras proposto por Beck e Corrêa, 2012). A SEMC/RS apresenta para os ventos extremos em Bagé/RS uma distribuição de Valores Extremos Tipo I (Gumbel) com parâmetros $\mu = 21,5$ m/s e $\sigma = 4,0$ m/s. Uma vez que o ANSYS não possui essa distribuição, foi gerado um conjunto de 5000 valores aleatórios seguindo essa distribuição e os parâmetros acima citados, ajustando-se os dados à distribuição Lognormal. Considerando apenas a correção devido ao tempo da rajada dada pela Eq. (3.11), já que os dados se referem a alturas de 10 m acima do nível do mar, os parâmetros da distribuição Lognormal adotada foram de $\lambda = 2,89$ m/s e $\zeta = 0,18$ m/s. As curvas de probabilidade para os ventos de operação e extremos são apresentadas na Fig. 4.19.

Os valores dos coeficientes de forças do vento adotados foram constantes e com valores de $C_{TW} = 2,7$ e $C_{LW} = 0,5$.

Para as forças de amarração devidas às correntes marítimas, calculadas pelas Eq. (3.13) e (3.14), três parâmetros entraram nas simulações como variáveis: a distância entre perpendiculares L_{BP} e o calado médio d_m , funções do DWT, e a velocidade das correntes marítimas V_c' .

Com base em Thoresen (2014), ajustou-se uma reta para a distância entre perpendiculares L_{BP} em função do DWT, conforme mostrado na Fig. 4.20. Os calados médios foram introduzidos nas análises através da equação apresentada na Fig. 4.17b.

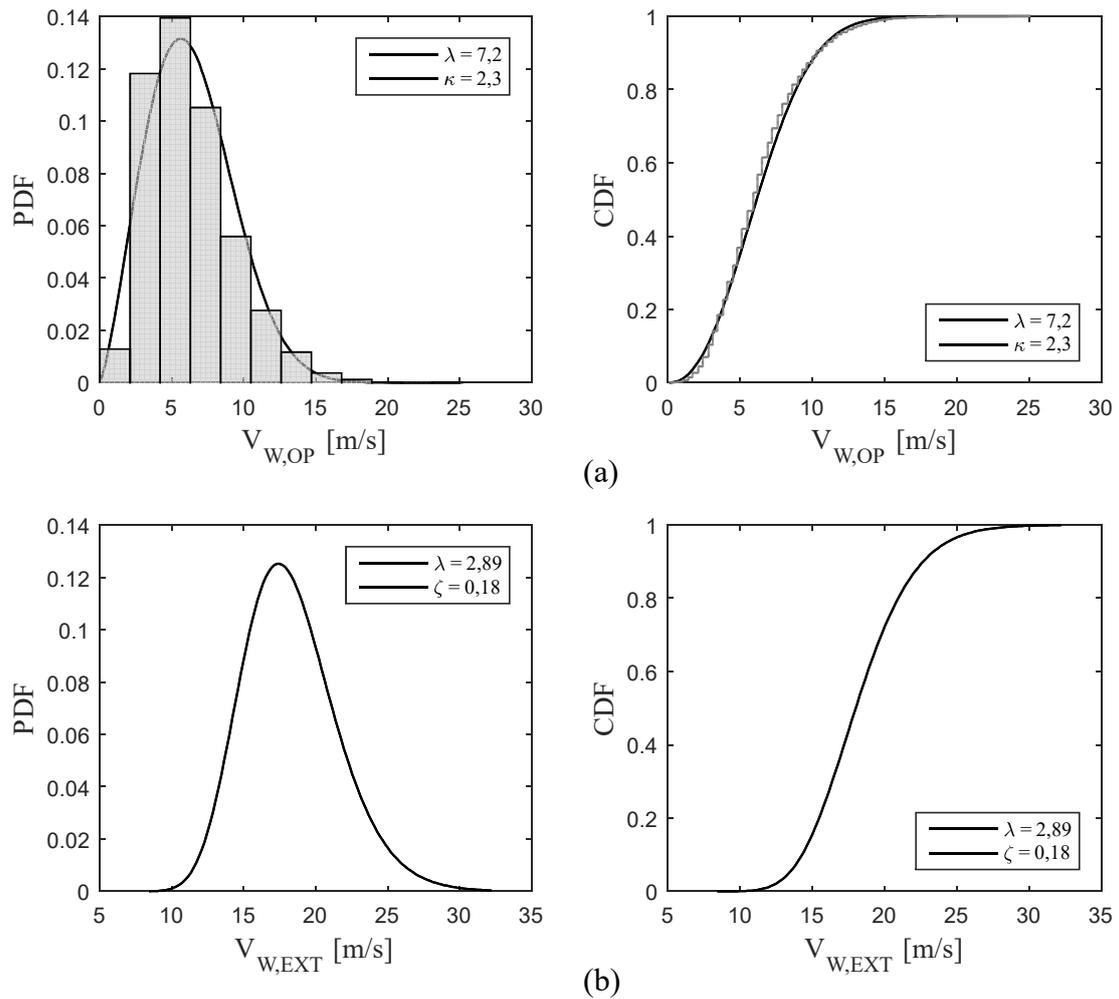


Figura 4.19. Distribuições de Weibull e Lognormal adotadas para os (a) ventos de operação e (b) extremos (Fontes: Olinto, Pinto e Halal, 2002 e SEMC/RS, 2002, respectivamente).

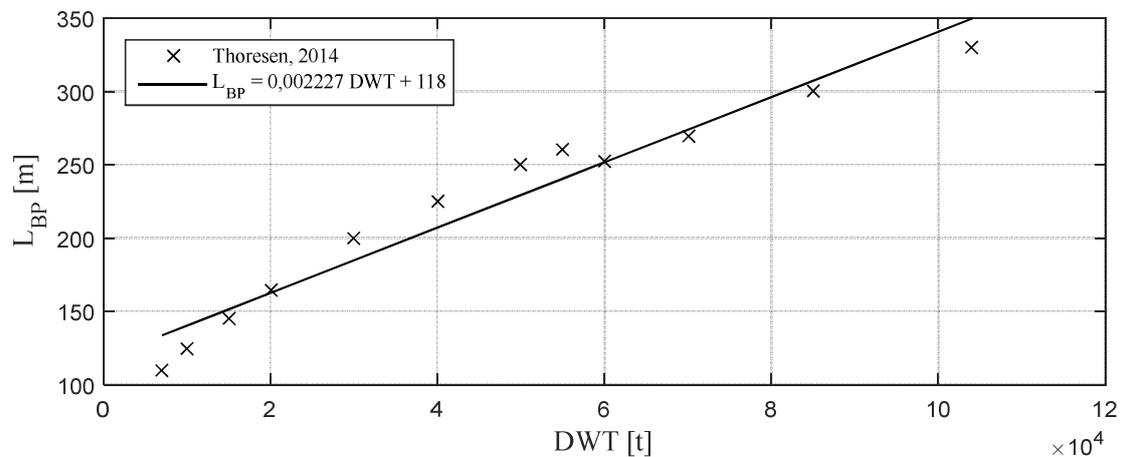


Figura 4.20. Retra ajustada para a distância entre perpendiculares L_{BP} em função do porte das embarcações (Fonte dos dados: indicado na legenda).

Dada a falta de informações precisas publicadas sobre os parâmetros estatísticos das correntes marítimas no local, adotou-se para as mesmas um valor médio de 1,1 m/s e coeficiente de variação igual a 0,50, calculando-se um desvio padrão de 0,55 m/s, conforme apresentado na Fig. 4.21. Destaca-se que a distribuição deve ser truncada para velocidades menores que zero.

Para os coeficientes das Eq. (3.13) e (3.14) foram considerados apenas aqueles referentes às correntes atuantes no sentido longitudinal das embarcações, adotando-se $C_{LC} = 0,05$ e $C_{CL} = 1,75$.

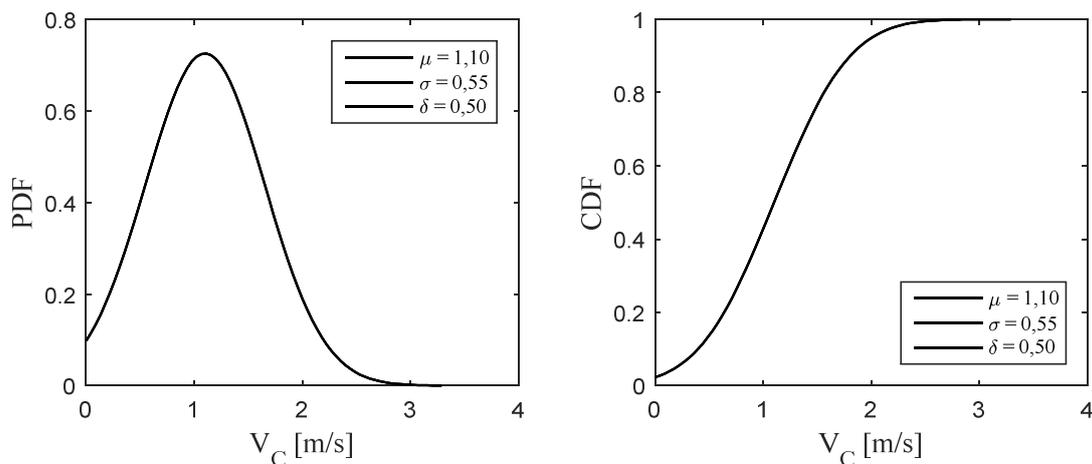


Figura 4.21. Parâmetros estatísticos e distribuição Normal Truncada de probabilidade adotados para a velocidade das correntes marítimas.

Por fim, dados todos os parâmetros envolvidos nos esforços de amarração, as componentes atuantes sobre os cabeços são calculadas a partir das Eq. (3.19), (3.20) e (3.21), obtendo-se valores variáveis a cada simulação para as mesmas. Para as forças transversais, considerou-se as ações dos ventos divididas sempre entre dois cabeços de amarração, enquanto que para as forças longitudinais de ventos e correntes, menos relevantes, considerou-se os esforços suportados por um único cabo de amarração em cada combinação. Por fim, dada a excentricidade existente entre altura máxima de fixação dos cabos nos cabeços de amarração e a cota considerada no modelo para a superestrutura, também foram introduzidos os momentos que as componentes horizontais das forças de amarração produzem na base dos cabeços.

Equipamentos

Quando fora de operação, as ações estruturais dos portêineres e dos guindastes móveis portuários foram consideradas como os pesos próprios dos mesmos divididos igualmente sobre os pontos de apoio, que para os portêineres referem-se às próprias rodas e para os guindastes móveis às

patolas. Quando os equipamentos estão em operação, essas ações passam a sofrer influência do peso dos contêineres movimentados e do raio da ação das lanças.

Portêineres – Fora de Operação

Neste caso as ações no trilho do lado do mar F_{MAR} e no trilho do lado de terra F_{TERRA} foram assumidas como de mesmo valor, sendo dadas por

$$F_{MAR,FO} = F_{TERRA,FO} = \frac{PP_{PORT}}{2L_{TRILHO}} = 276,79 \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

onde PP_{PORT} é o peso próprio do portêiner, 12400 kN; e L_{TRILHO} é o comprimento total de cada par de *trolleys* de apoio do equipamento, 22,4 m; sendo ambos os valores para portêineres do fabricante ZPMC e obtidos do manual do equipamento fornecido pelo TECON Rio Grande.

Portêineres – Em Operação

Dados os consideráveis pesos dos contêineres e os raios de atuação da lança desses equipamentos, as ações estruturais podem variar significativamente quando os mesmos se encontram em operação. Dessa forma, foi necessária também a introdução dessa variabilidade nas análises probabilísticas.

A Figura 4.22 apresenta a distribuição de Weibull adotada para o peso dos contêineres movimentados no TECON, ajustada a partir de uma série de dados referentes a todos os contêineres cheios movimentados no ano de 2014. Tal série foi obtida no *site* da ANTAQ (2016), que disponibiliza para consulta pública diversas informações sobre a movimentação portuária nacional. Os parâmetros de escala e de forma obtidos foram, respectivamente, $\lambda = 268,3 \text{ kN}$ e $\kappa = 5,8$.

Para o elevado número de registros considerados (275.404), a discrepância crítica no teste de Kolmogorov-Smirnov para um nível de significância de 5% é de 0,0026. A discrepância máxima obtida entre as curvas de densidade acumulada foi de 0,099, ligeiramente superior ao limite do teste. No entanto, o tipo de distribuição a ser ajustada aos dados sofre restrição devida ao ANSYS possuir poucas distribuições de probabilidade pré-programadas, sendo a distribuição de Weibull a que melhor se ajustou aos dados dentre as distribuições apresentadas pelo software, verificando-se graficamente que a mesma descreve a distribuição de probabilidade do peso dos contêineres de forma satisfatória para os objetivos deste trabalho.

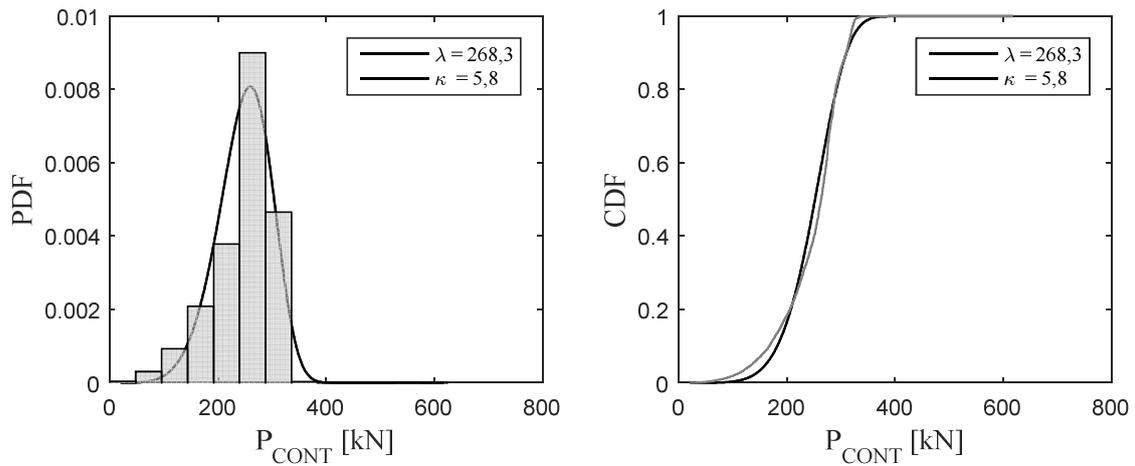


Figura 4.22. Parâmetros estatísticos e distribuição de probabilidade ajustados para os pesos dos contêineres cheios movimentados em 2014 no TECON Rio Grande (Fonte dos dados: ANTAQ, 2016).

A outra variável aleatória considerada nas cargas dos portêineres em operação foi o comprimento de atuação da lança. Adotou-se distribuição de probabilidade uniforme com limite inferior de 6 m (referente à distância entre o trilho de mar e a primeira linha de contêineres dos navios) e limite superior igual à largura da embarcação (variável a cada simulação em função do DWT). Dessa forma, impede-se que sejam considerados comprimentos de atuação superiores à largura da embarcação considerada a cada simulação.

Para determinação das equações necessárias à entrada das ações de forma variável foi utilizado um modelo bidimensional simplificado onde as ações aplicadas à estrutura possuem valores iguais e sentidos opostos às reações R_{MAR} e R_{TERRA} mostradas na Fig. 4.23. Ressalta-se que pelo elevado peso próprio do equipamento e das condições consideradas nas análises não há possibilidade de ocorrência de reação negativa no trilho de terra, sendo o modelo adequado mesmo quando os pesos dos contêineres atingem os seus valores mais elevados. As equações adotadas foram

$$F_{MAR,OP} = \frac{PP_{PORT}}{2 L_{TRILHO}} + \frac{P_{CONT}(B + L)}{B \cdot L_{TRILHO}} \quad (4.4)$$

$$F_{TERRA,OP} = \frac{PP_{PORT}}{2 L_{TRILHO}} - \frac{P_{CONT} \cdot L}{B \cdot L_{TRILHO}} \quad (4.5)$$

onde B é a distância entre os trilhos da estrutura, 18,54 m; e L é o comprimento de atuação da lança [m], variável a cada simulação.

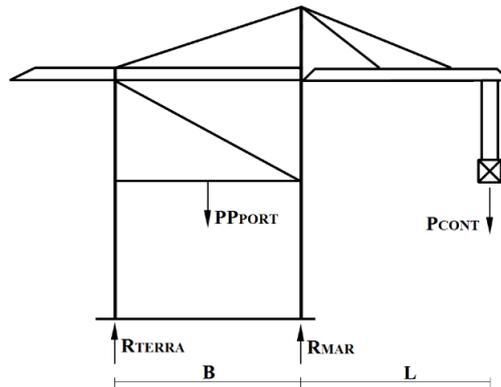


Figura 4.23. Modelo bidimensional simplificado adotado no cálculo das ações dos portêineres (Adaptada de BSI, 2000).

Guindastes Móveis Portuários – Fora de Operação

Os guindastes móveis portuários existentes no terminal do TECON Rio Grande são fabricados pela TEREX *Gottwald*, modelo GHMK 6407, com peso total PP_{GMP} igual 4200 kN, raio máximo de atuação de 51 m e distância entre os pontos centrais das patolas de 12,5 m. Dependendo do raio de atuação, a capacidade máxima do guindaste é de 100 t.

Em situações nas quais não estão operando, tais equipamentos permanecem geralmente apoiados nas suas patolas, constituídas de elementos metálicos rígidos que transferem as cargas às superfícies de apoio. Fora de operação, considerou-se as forças F_i aplicadas à estrutura iguais nos quatro apoios e dadas por

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = \frac{PP_{GMP}}{4} = 1.050 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Guindastes Móveis Portuários – Em Operação

Quando em operação, as forças nas patolas são dependentes do peso dos contêineres, do raio de atuação da lança e do ângulo de içamento medido no plano horizontal entre o eixo da lança e os eixos principais do equipamento.

O raio máximo de atuação varia em função do peso do contêiner a ser movimentado, sendo essa relação geralmente fornecida nos catálogos dos equipamentos. Para inserção no modelo foi necessária uma relação que fornecesse o raio máximo para os pesos dos contêineres variáveis a cada simulação. Dessa forma, considerou-se sempre a situação de raio máximo do equipamento. A expressão apresentada na Fig. 4.24 foi obtida com base na curva do catálogo do equipamento fornecido pelo TECON Rio Grande. Nota-se que para pesos de contêineres até 276 kN o equipamento

trabalha no seu máximo raio possível, 51m; e que a curva perde acurácia para valores a partir de 500 kN, os quais já possuem menores probabilidades de ocorrência.

Os pesos dos contêineres foram introduzidos aleatoriamente seguindo a distribuição de Weibull apresentada na Fig. 4.22, e o ângulo horizontal de atuação da lança foi considerado em todas as simulações como igual a 45°, uma vez que essa posição é a que gera os esforços mais elevados em uma das patolas.

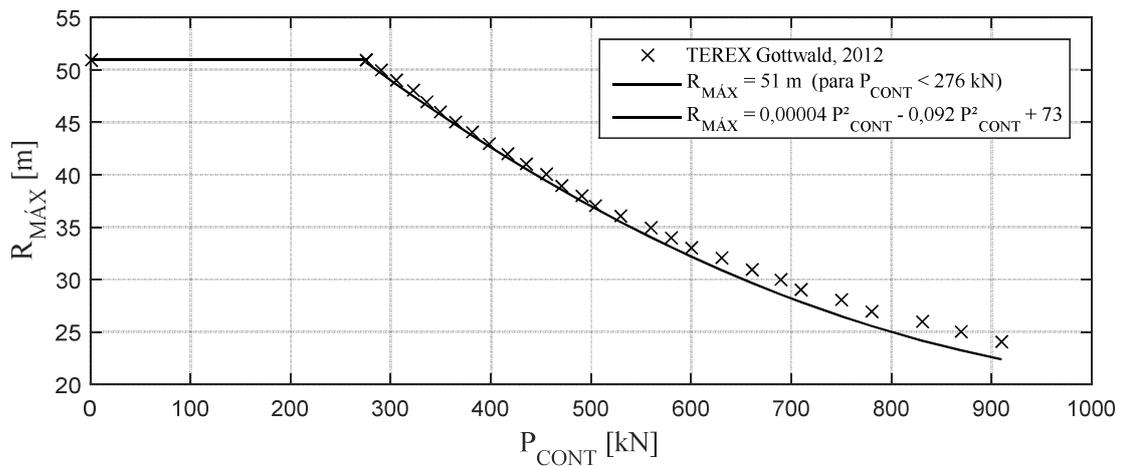


Figura 4.24. Ajuste de curva para o raio máximo de atuação em função do peso do contêiner em cada simulação (Fonte dos dados: indicado).

As reações foram calculadas através da decomposição do momento gerado no equipamento pelo contêiner içado na ponta da lança, essa posicionada a 45° com eixo sobre a patola número 4 (Fig. 4.25). Nota-se que essa situação sobrecarrega a patola 4 e alivia a patola 1. Cada componente do momento sobre os eixos principais do equipamento (sentidos das rodas e transversal a esse) foram consideradas suportadas por binários em cada par de patolas, somando-se essas ações às forças permanentes causadas pelo peso próprio do equipamento. A Figura 4.25 apresenta as reações mencionadas, e as equações obtidas são apresentadas na sequência.



Figura 4.25. Modelo simplificado para cálculo das forças nas patolas dos guindastes móveis portuários (Adaptado de Liebherr).

$$F_2 = F_3 = \frac{PP_{GMP} + P_{CONT}}{4} \quad (4.7)$$

$$F_1 = \frac{PP_{GMP} + P_{CONT}}{4} - \frac{0,707P_{CONT}R_{MÁX}}{d_{PAT}} \quad (4.8)$$

$$F_4 = \frac{PP_{GMP} + P_{CONT}}{4} + \frac{0,707P_{CONT}R_{MÁX}}{d_{PAT}} \quad (4.9)$$

4.3.2. Combinações de Carregamentos

Conforme apresentado nas pranchas integrantes do Apêndice 1, cinquenta e duas combinações de carregamentos foram analisadas neste trabalho, divididas em seis grupos.

As cargas de peso próprio, pavimentação, reação da estaca-prancha e variação de temperatura atuam em todas as combinações, variando-se dentro de cada grupo as sobrecargas e os arranjos dos equipamentos e entre grupos as ações provenientes do lado do mar.

Dada a localização da estrutura alinhada com a entrada do canal da barra do Rio Grande, ocorrem no local principalmente correntes marítimas no sentido longitudinal às embarcações, tendo sido desprezadas quaisquer componentes no sentido transversal.

As combinações do Grupo 1 referem-se às situações de atracação dos navios, variando-se a cada uma delas as posições e quantidades de equipamentos localizados sobre a estrutura. Nesses casos, os equipamentos fora de operação produzem apenas cargas de peso próprio. Embora nessa

situação não haja operação dos equipamentos sobre o módulo analisado, a sobrecarga acidental foi considerada na maioria das combinações devido a possíveis operações em módulos adjacentes. É importante ressaltar que tal ação ocorre na presença dos portêineres, que permitem o fluxo de caminhões e carretas sob a sua estrutura, mas inexistem nos locais onde se situam os guindastes móveis. Outro ponto importante diz respeito às dimensões dos equipamentos, verificando-se que apenas dois portêineres ou guindastes móveis podem se situar por inteiro e ao mesmo tempo sobre o mesmo módulo estrutural.

O Grupo 2 refere-se a situações de um navio amarrado à estrutura através de cabos lançantes, analisando-se os módulos localizados na proa das embarcações e considerando-se as mesmas posições e quantidades de equipamentos sobre a estrutura adotados para o Grupo 1. Ressalta-se que os equipamentos aparecem também fora de operação, já que os cabos lançantes de proa se projetam para fora da direção do corpo da embarcação. Foram considerados ventos de operação transversais e correntes marítimas longitudinais.

As combinações dos Grupos 3 e 4 são semelhantes, alterando-se apenas a direção dos ventos de operação, adotada como transversal no Grupo 3 e longitudinal no Grupo 4. Ambos os grupos se referem a situações de um navio amarrado por cabos de través e espringues, analisando-se dessa vez módulos sobre os quais os equipamentos operam. Dessa forma, as cargas dos equipamentos passam a sofrer a influência do peso dos contêineres.

As combinações do Grupo 5 referem-se a situações em que dois navios permanecem amarrados à estrutura, aumentando consideravelmente a área de exposição aos ventos transversais. A consideração de dois navios amarrados ao mesmo módulo estrutural só é possível no caso de utilização dos cabos lançantes de proa e/ou popa, uma vez que na prática deve ser mantida uma distância segura entre as embarcações. Nessas combinações, as ações dos portêineres e os guindastes móveis sofrem influência do peso dos contêineres. Os ventos de operação foram considerados transversais. Dada a existência de dois navios juntos, podendo os mesmos possuírem portes diferentes, introduziu-se duas variáveis aleatórias DWT_1 e DWT_2 , sendo uma para cada embarcação, o que também foi feito para o sexto grupo de combinações.

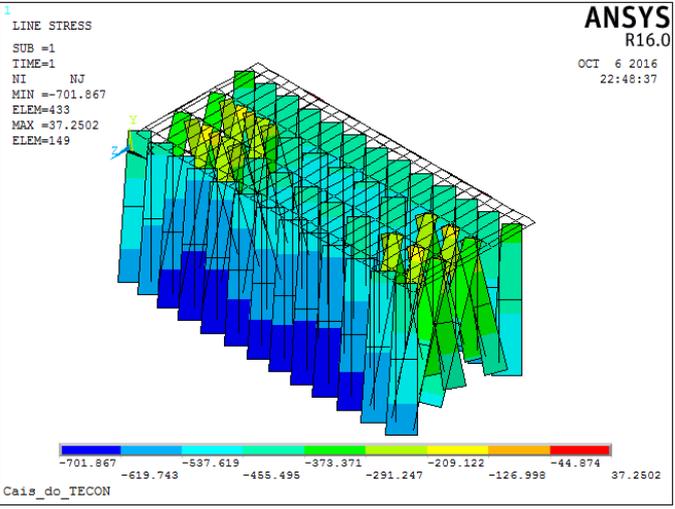
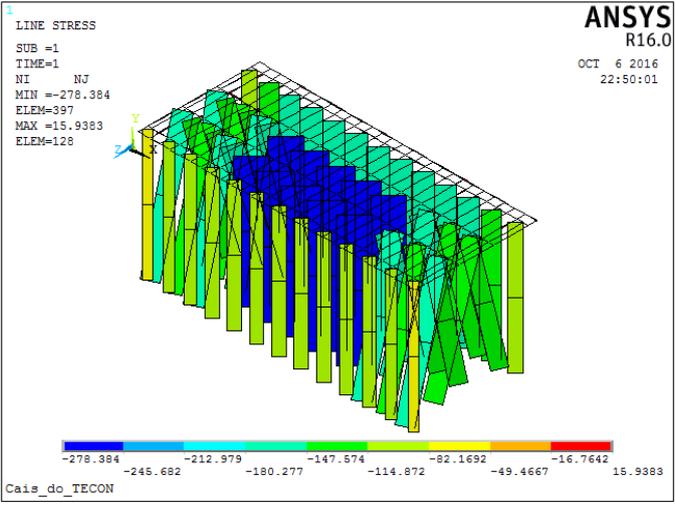
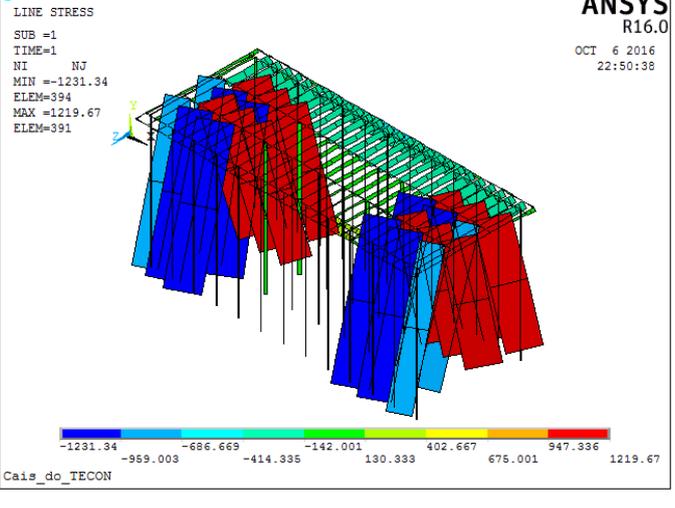
O Grupo 6 refere-se a situações de ocorrência de ventos extremos transversais com dois navios amarrados. Nessas situações os portêineres são posicionados no centro de cada módulo e fixados à estrutura por mecanismos especiais de ancoragem previstos em projeto. Portanto, apenas um portêiner por módulo foi considerado. Diferentes posições dos guindastes móveis foram analisadas, ressaltando-se que ambos os equipamentos não operam em situações de ventos extremos por motivos de segurança.

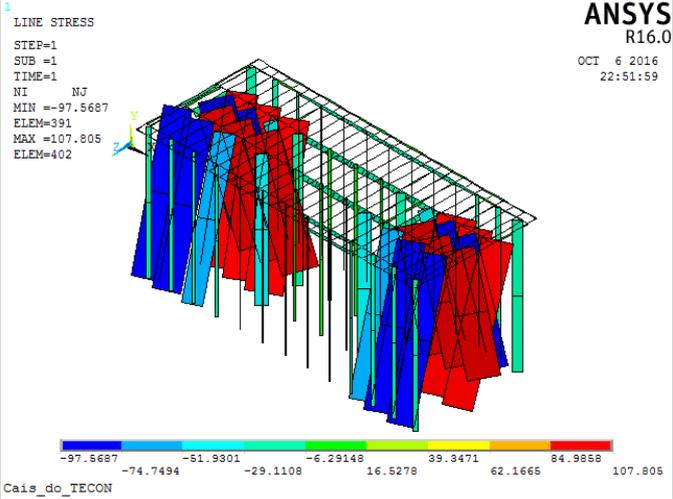
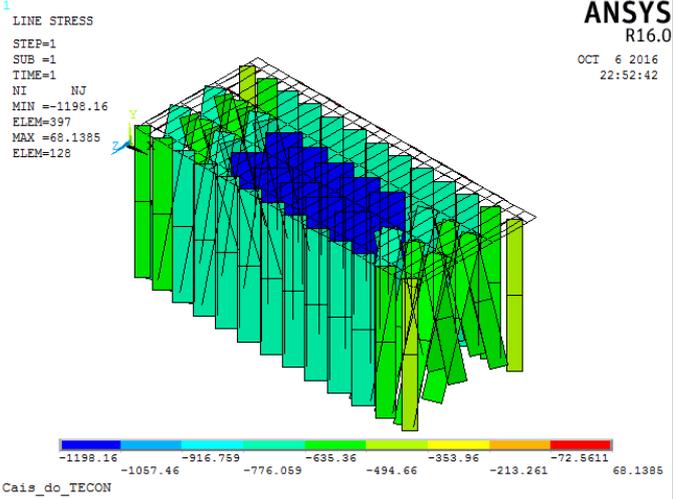
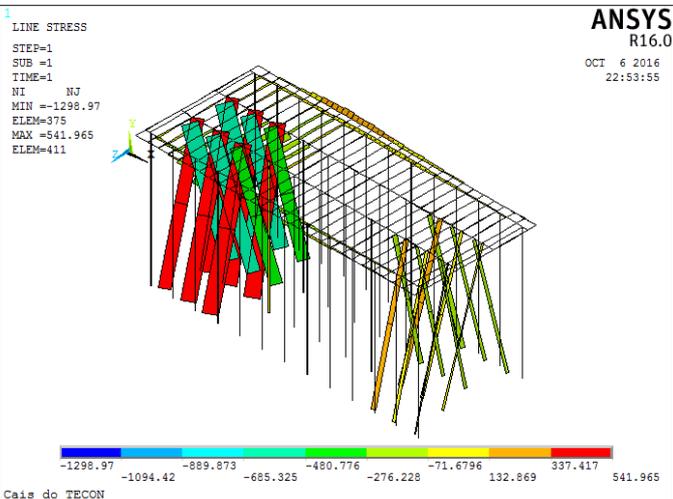
4.3.3. Resumo das Variáveis Aleatórias

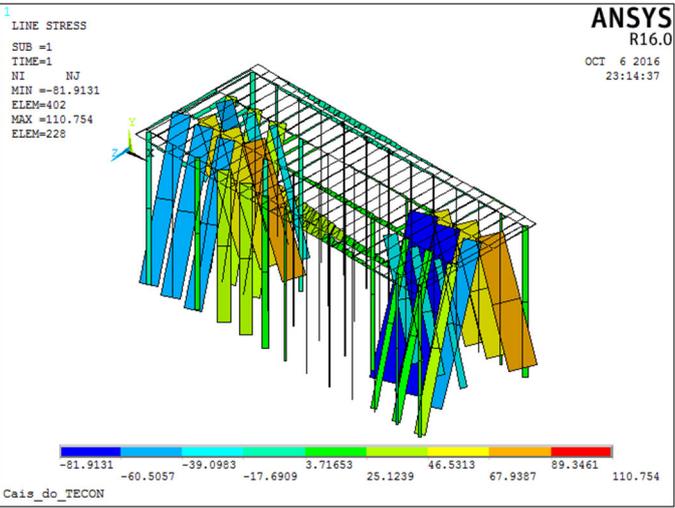
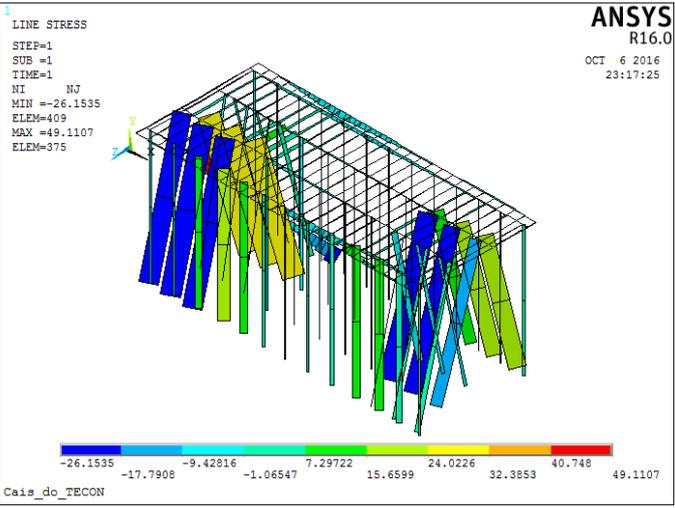
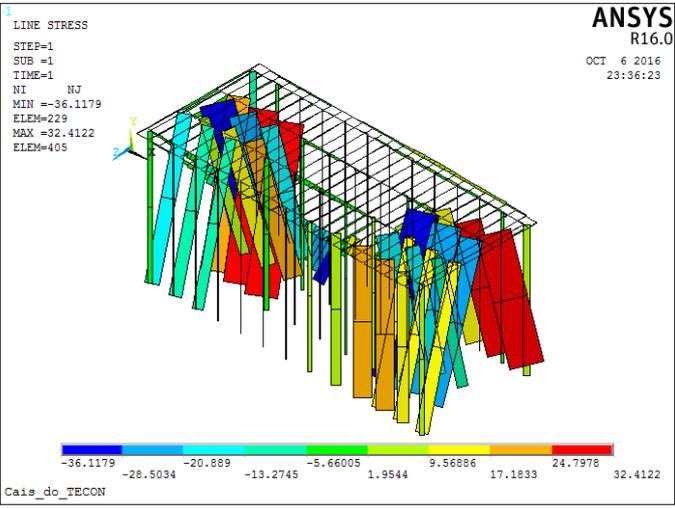
A Tabela 4.4 apresenta as ações estruturais utilizadas nas análises probabilísticas e as suas respectivas variáveis aleatórias. Visando um melhor entendimento dos resultados das análises, são apresentados também os efeitos (esforços normais) individuais das principais ações quando inseridas com seus parâmetros de referência (valor médio μ para distribuições Normais, fator de escala λ para distribuições de Weibull e parâmetro λ para a distribuição Lognormal).

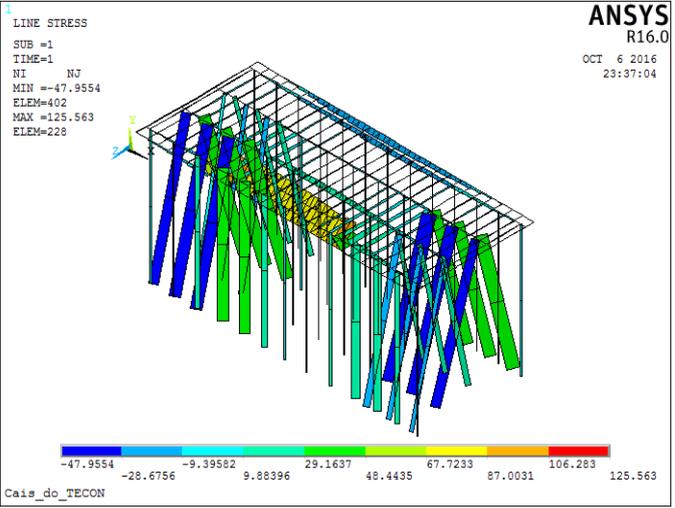
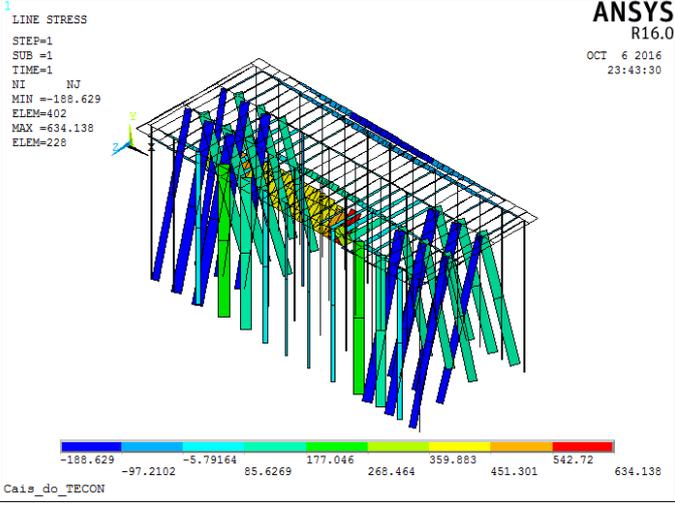
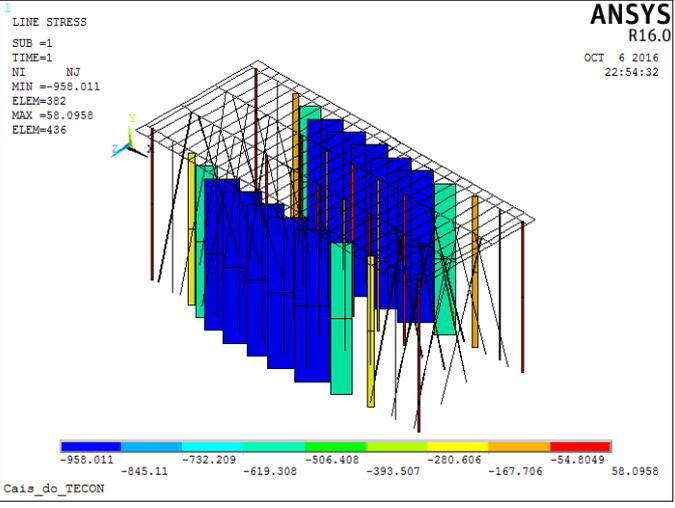
Através das figuras constantes na tabela nota-se as regiões mais afetadas pelas ações estruturais, tanto para esforços de tração como de compressão. Como nas simulações as variáveis aleatórias ora entram com valores menores e ora entram com valores maiores que os de referência, os esforços apresentados na tabela variam consideravelmente em intensidade durante as análises probabilísticas.

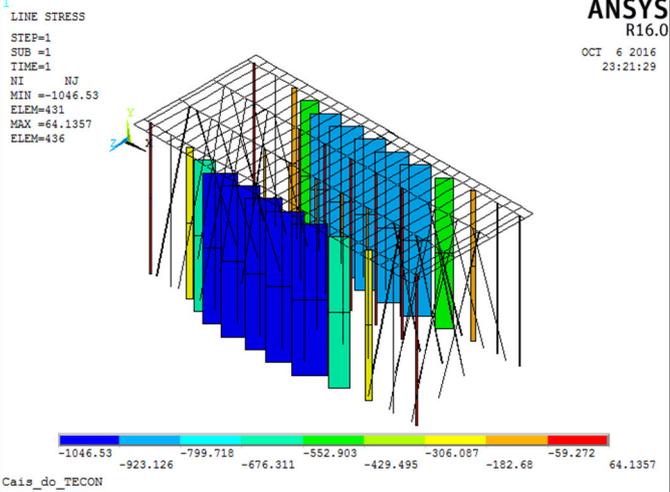
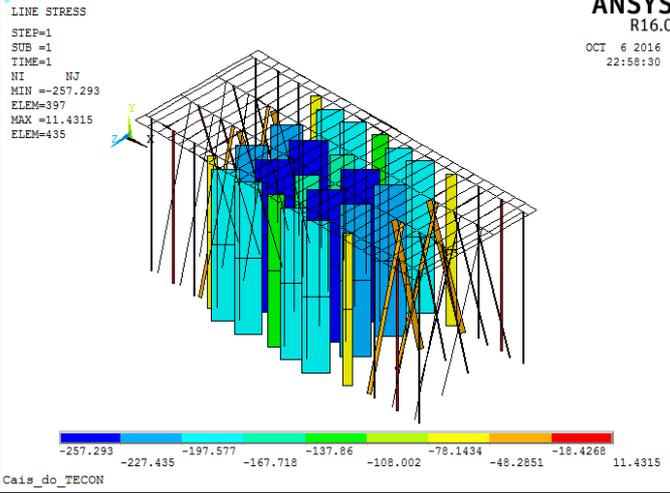
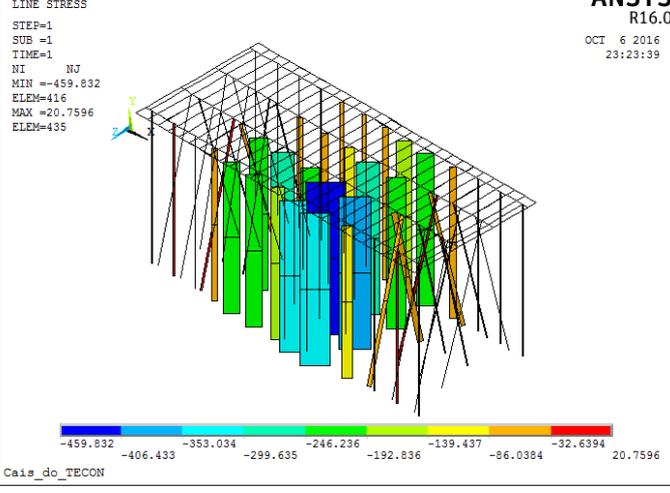
Tabela 4.4. Resumo das ações e variáveis aleatórias utilizadas nas simulações.

Ação	Variável Aleatória	Tipo	μ, λ	σ, κ	Esforços axiais causados na estrutura
Peso Próprio Estrutura	γ_c	Normal	25 kN/m ³	2,5 kN/m ³	
Peso Próprio Pavimentação	Q_{PAV}	Normal	9,2 kN/m ²	0,92 kN/m ²	
Reação na Estaca-Prancha	Q_{E-P}	Normal	132,8 kN/m	13,28 kN/m	

Ação	Variável Aleatória	Tipo	μ, λ	σ, κ	Esforços axiais causados na estrutura
Variação de Temperatura	T_1	Normal	19,3 °C	5,31 °C	 <p>ANSYS R16.0 OCT 6 2016 22:51:59</p> <p>LINE STRESS STEP=1 SUB =1 TIME=1 NI NJ MIN =-97.5687 ELEM=391 MAX =107.805 ELEM=402</p> <p>Cais_do_TECON</p>
Sobrecarga Acidental	Q_{sc}	Normal	40 kN/m ²	10 kN/m ²	 <p>ANSYS R16.0 OCT 6 2016 22:52:42</p> <p>LINE STRESS STEP=1 SUB =1 TIME=1 NI NJ MIN =-1198.16 ELEM=397 MAX =68.1385 ELEM=128</p> <p>Cais_do_TECON</p>
Atracação	DWT	Normal Trunc.	73474 t L_{INF} 11807 t	34116 t L_{SUP} 124479 t	 <p>ANSYS R16.0 OCT 6 2016 22:53:55</p> <p>LINE STRESS STEP=1 SUB =1 TIME=1 NI NJ MIN =-1298.97 ELEM=375 MAX =541.965 ELEM=411</p> <p>Cais_do_TECON</p>

Ação	Variável Aleatória	Tipo	μ, λ	σ, κ	Esforços axiais causados na estrutura
Amarração – Combinações Grupo 2	DWT	Normal Trunc.	73474 t	34116 t	
	$V_{W,OP}$	Weibull	7,2 m/s	2,3	
	V'_C	Normal	1,1 m/s	0,55 m/s	
Amarração – Combinações Grupo 3	DWT	Normal Trunc.	73474 t	34116 t	
	$V_{W,OP}$	Weibull	7,2 m/s	2,3	
	V'_C	Normal	1,1 m/s	0,55 m/s	
Amarração – Combinações Grupo 4	DWT	Normal Trunc.	73474 t	34116 t	
	$V_{W,OP}$	Weibull	7,2 m/s	2,3	
	V'_C	Normal	1,1 m/s	0,55 m/s	

Ação	Variável Aleatória	Tipo	μ, λ	σ, κ, ζ	Esforços axiais causados na estrutura
Amarração – Combinações Grupo 5	DWT	Normal Trunc.	73474 t	34116 t	
	$V_{W,OP}$	Weibull	7,2 m/s	2,3	
	V'_C	Normal	1,1 m/s	0,55 m/s	
Amarração – Combinações Grupo 6	DWT	Normal Trunc.	73474 t	34116 t	
	$V_{W,EXT}$	Log-Normal	2,89 m/s	0,18 m/s	
	V'_C	Normal	1,1 m/s	0,55 m/s	
Equipamentos – Portêiner PP	-	-	-	-	

Ação	Variável Aleatória	Tipo	μ, λ	σ, κ	Esforços axiais causados na estrutura
Equipamentos – Portêiner Operação	DWT P_{CONT}	Normal Trunc. Weibull	73474 268,3 kN	34116 5,8	 <p>ANSYS R16.0 OCT 6 2016 23:21:29</p> <p>LINE STRESS STEP=1 SUB =1 TIME=1 NI NJ MIN =-1046.53 ELEM=431 MAX =64.1357 ELEM=436</p> <p>Cais_do_TECON</p>
Equipamentos – GMP PP	-	-	-	-	 <p>ANSYS R16.0 OCT 6 2016 22:58:30</p> <p>LINE STRESS STEP=1 SUB =1 TIME=1 NI NJ MIN =-257.293 ELEM=397 MAX =11.4315 ELEM=435</p> <p>Cais_do_TECON</p>
Equipamentos – GMP Operação	DWT P_{CONT}	Normal Trunc. Weibull	73474 268,3 kN	34116 5,8	 <p>ANSYS R16.0 OCT 6 2016 23:23:39</p> <p>LINE STRESS STEP=1 SUB =1 TIME=1 NI NJ MIN =-459.832 ELEM=416 MAX =20.7596 ELEM=435</p> <p>Cais_do_TECON</p>

4.4. Análises Probabilísticas

Empregou-se o Método de Monte Carlo nas análises probabilísticas executadas neste trabalho. As variáveis aleatórias de entrada foram os parâmetros envolvidos nas diversas ações estruturais do modelo, conforme apresentado em 4.3. Para cada combinação de carregamentos foi executada uma análise probabilística composta de um número pré-determinado de simulações. Adotou-se como variáveis aleatórias de saída principais os esforços axiais máximos e mínimos no topo das estacas, dada a relação dos mesmos com as forças máximas de tração e compressão utilizadas no dimensionamento das estacas da estrutura analisada. Normalmente, estruturas semelhantes têm suas estacas dimensionadas para as maiores compressões e trações, adotando-se as mesmas seções transversais para todos os elementos.

Foram considerados também como saídas das análises os momentos e esforços cortantes obtidos a cada simulação nas estacas mais solicitadas axialmente. Nesse sentido, sendo possível a programação computacional das análises no ANSYS através da linguagem APDL, dado que a numeração dos elementos finitos do modelo é invariável, criou-se um vetor coluna com 60 linhas referentes à numeração dos elementos de cada estaca, e a cada simulação armazenou-se em outro vetor os valores dos esforços axiais no topo de cada uma das 60 estacas. Ainda a cada simulação, buscou-se neste vetor os valores máximos e mínimos, armazenando-se também o elemento correspondente. A partir do elemento correspondente foram obtidos, também a cada simulação, os momentos e esforços cortantes associados aos esforços axiais máximos e mínimos, repetindo-se esse procedimento n vezes para cada uma das 52 combinações de carregamentos.

No final de cada análise probabilística, uma opção muito conveniente disponibilizada no ANSYS é a geração de relatórios das análises realizadas, o qual apresenta figuras, histogramas e tabelas-resumo dos parâmetros estatísticos obtidos, bem como as séries completas dos dados utilizados e obtidos nas simulações.

Um fluxograma das simulações de Monte Carlo adotadas neste trabalho é apresentado na Fig. 4.26.

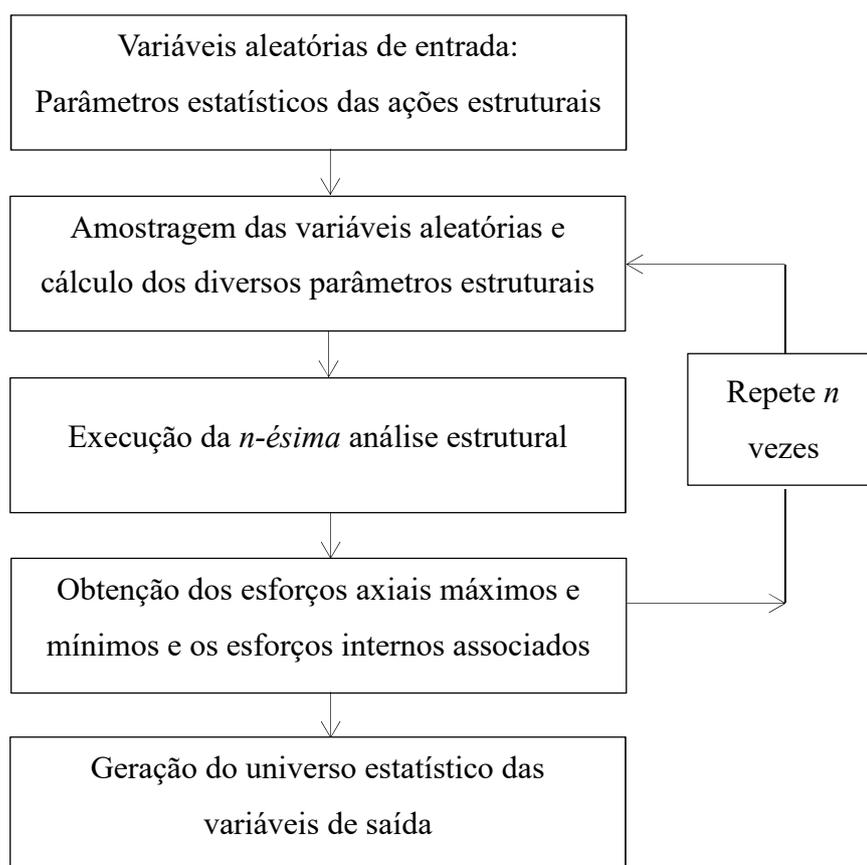


Figura 4.26. Fluxograma da aplicação do Método de Monte Carlo utilizado as análises probabilísticas (Adaptada de Real, 2000).

4.4.1. Convergência das simulações

O número de simulações n das análises probabilísticas executadas para cada combinação foi determinado a partir de testes de convergência das simulações de Monte Carlo, no qual foram comparados os valores de uma variável de saída pré-determinada em função do número de simulações para as duas formas de amostragem disponibilizadas no ANSYS. Deve-se optar por um número n para o qual se verifica que a variabilidade dos resultados é aceitável.

As Figuras 4.27 e 4.28 apresentam os resultados dos valores da média e desvio padrão dos esforços axiais mínimos e máximos, respectivamente, referentes à combinação de esforços 1.1.

Visualmente, nota-se a elevada superioridade na convergência dos resultados obtidos pela amostragem por hipercubo latino. Para essa, dado um $n = 2000$, verifica-se para os esforços axiais mínimos diferenças percentuais nos valores médios de 0,06% e nos desvios-padrões de -0,58%; enquanto que para os esforços axiais máximos verifica-se diferenças percentuais nos valores médios de 0,01% e nos desvios-padrões de 1,18%, sendo essas diferenças relacionadas aos pontos anteriores.

Entendendo-se como aceitáveis esses valores, adotou-se neste trabalho $n = 2000$ simulações para cada análise probabilística.

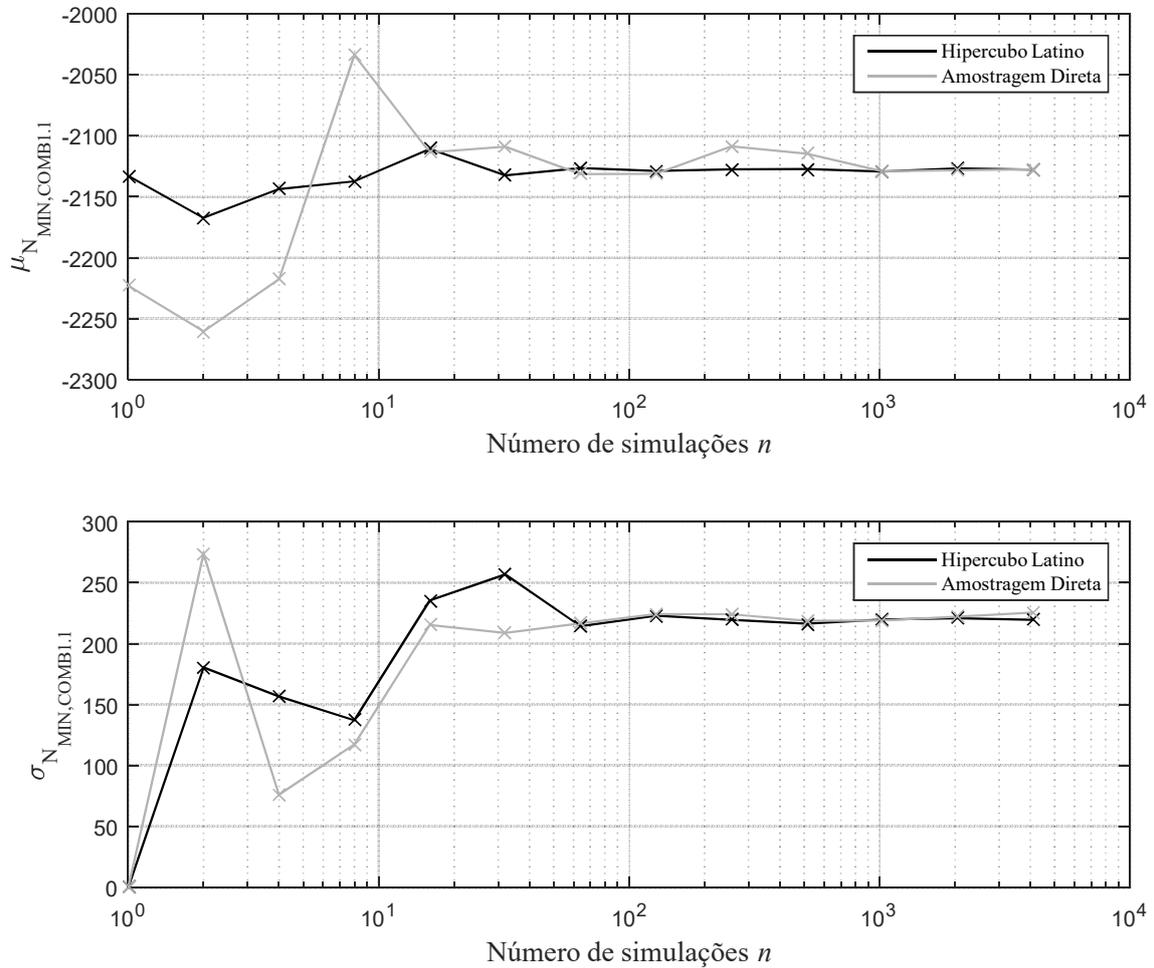


Figura 4.27. Teste de convergência das simulações de Monte Carlo dos parâmetros estatísticos dos esforços axiais mínimos para a combinação 1.1.

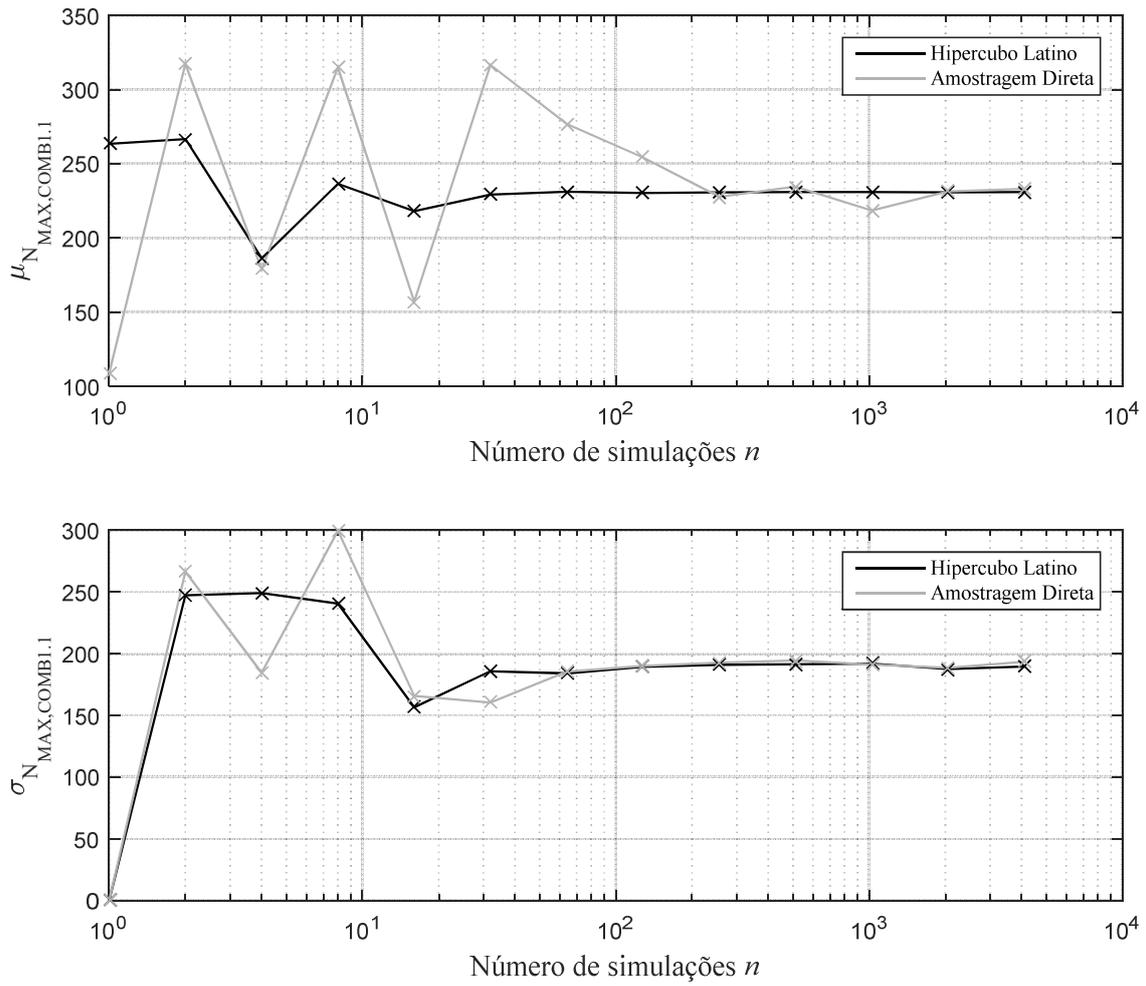


Figura 4.28. Teste de convergência das simulações de Monte Carlo dos parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos para a combinação 1.1.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos nas análises probabilísticas. Para comparação dos resultados obtidos para as diferentes combinações de carregamentos, adotou-se como critério um parâmetro definido por $\mu \pm 3\sigma$, referindo-se a valores extremos das distribuições, adotando-se a subtração para esforços mínimos e a soma para esforços máximos. Nas comparações gráficas, adotou-se uma escala cromática crescente com relação à intensidade desse parâmetro.

5.1. Verificação da adequabilidade das saídas do modelo à distribuição Normal de probabilidade

Todas as variáveis de saída das análises probabilísticas executadas neste trabalho foram assumidas como seguindo distribuições normais de probabilidade, definidas dessa forma pelos seus valores de média e desvio padrão. Sendo estas as principais variáveis aleatórias de saída, testou-se apenas a normalidade dos esforços axiais máximos e mínimos através do teste de Kolmogorov-Smirnov, obtendo-se a comprovação de que a distribuição normal descreve adequadamente esses esforços dentro das condições consideradas. Tal fato mostra-se de acordo com o teorema do limite central.

Para um número n igual a 2000 simulações, a discrepância crítica do referido teste é 0,0304 a um nível de significância de 5%. A Tabela 5.1 apresenta as discrepâncias máximas observadas para os esforços normais máximos e mínimos de todas as combinações analisadas. A Figura 5.1 apresenta a função densidade de probabilidade ajustada aos dados dos esforços axiais mínimos observados para a combinação 1.1, bem como as curvas de densidade de probabilidade acumulada, notando-se o excelente ajuste proporcionado pela distribuição Normal.

Em 6 das 52 combinações analisadas foram obtidas discrepâncias superiores aos valores críticos, sendo os seus valores sublinhados na Tab. 5.1. Para o caso com maior discrepância além do valor crítico, referente aos esforços axiais máximos da combinação 6.0 (em negrito na Tab. 5.1), a Fig. 5.2 apresenta o ajuste ao histograma dos dados e as curvas de densidade de probabilidade acumulada, notando-se visualmente um ajuste satisfatório. Um ponto importante observado na análise gráfica refere-se ao fato de que a maior discrepância observada nesse caso se encontra próximo do valor médio da distribuição, parâmetro de pouco interesse uma vez que não representa a situação de esforços mais intensos.

Tabela 5.1. Discrepâncias máximas observadas para os esforços axiais máximos e mínimos.

Comb.	$D_{N,MÍN}$	$D_{N,MÁX}$	Comb.	$D_{N,MÍN}$	$D_{N,MÁX}$	Comb.	$D_{N,MÍN}$	$D_{N,MÁX}$
1.0	0,008	0,012	2.0	0,020	0,012	3.0	0,010	0,010
1.1	0,019	0,010	2.1	0,012	0,013	3.1	0,013	0,010
1.2	0,007	0,010	2.2	0,014	0,013	3.2	0,011	0,009
1.3	0,009	0,009	2.3	0,013	0,014	3.3	0,015	0,010
1.4	0,011	0,010	2.4	0,016	0,012	3.4	0,013	0,009
1.5	0,006	0,009	2.5	0,015	0,014	3.5	0,011	0,014
1.6	0,019	0,009	2.6	0,014	0,012	3.6	0,014	0,011
1.7	0,023	<u>0,038</u>	2.7	0,011	0,019	3.7	0,013	0,014
1.8	<u>0,035</u>	0,014	2.8	0,012	0,020	3.8	0,016	0,012
1.9	0,014	0,022	2.9	0,019	0,020	3.9	0,016	0,015
Comb.	$D_{N,MÍN}$	$D_{N,MÁX}$	Comb.	$D_{N,MÍN}$	$D_{N,MÁX}$	Comb.	$D_{N,MÍN}$	$D_{N,MÁX}$
4.0	0,013	0,010	5.0	0,011	0,010	6.0	<u>0,038</u>	0,045
4.1	0,011	0,012	5.1	0,012	0,012	6.1	0,020	0,019
4.2	0,009	0,010	5.2	0,013	0,013	6.2	0,025	0,018
4.3	0,012	0,011	5.3	0,011	0,011	6.3	0,021	<u>0,034</u>
4.4	0,012	0,009	5.4	0,012	0,012	6.4	0,025	<u>0,042</u>
4.5	0,010	0,014	5.5	0,014	0,011	-	-	-
4.6	0,015	0,010	5.6	0,011	0,014	-	-	-
4.7	0,013	0,013	-	-	-	-	-	-
4.8	0,029	0,029	-	-	-	-	-	-
4.9	0,014	0,012	-	-	-	-	-	-

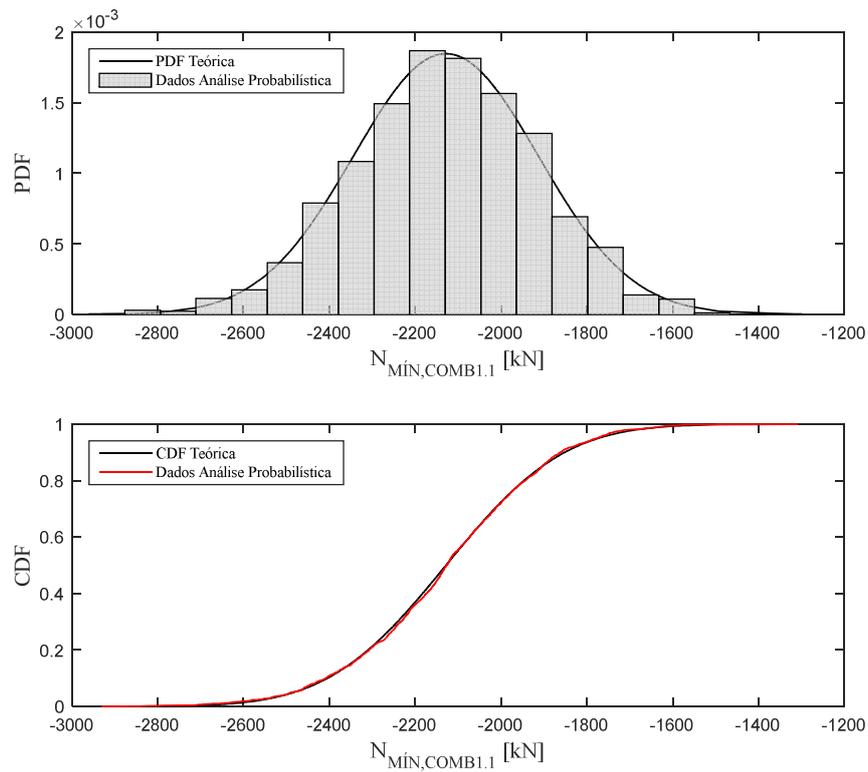


Figura 5.1. Distribuição Normal de probabilidade ajustada para os dados dos esforços axiais mínimos obtidos na análise probabilística da combinação 1.1.

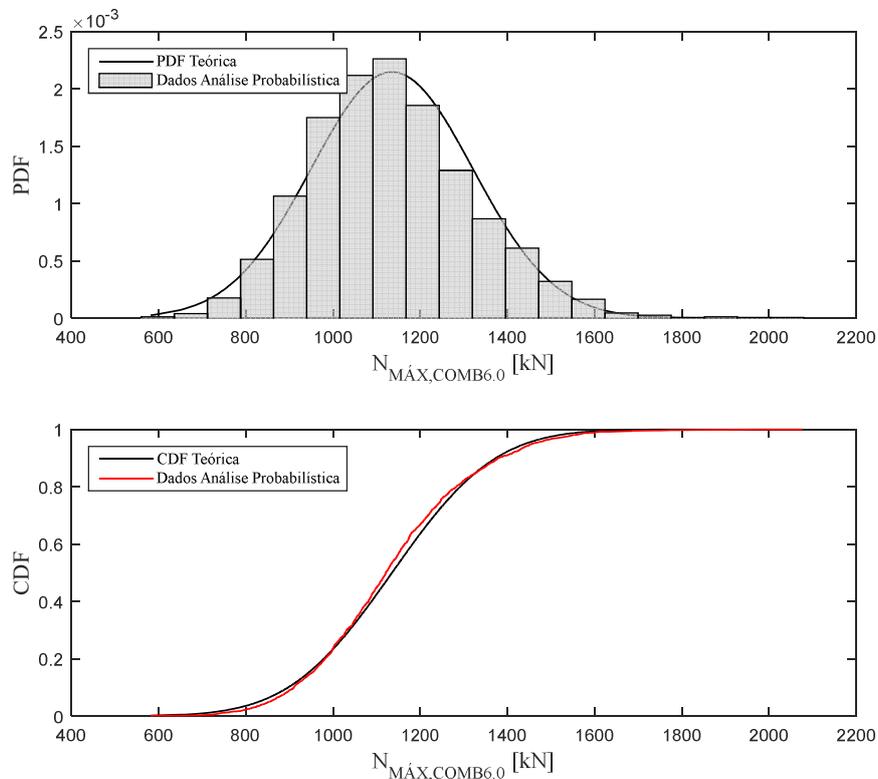


Figura 5.2. Distribuição Normal de probabilidade ajustada para os dados dos esforços axiais máximos obtidos na análise probabilística da combinação 6.0.

5.2. Parâmetros estatísticos das Variáveis de Saída

5.2.1. Esforços Axiais Mínimos (Compressão)

Conforme pode ser observado na Tab. 4.4, as ações estruturais que mais contribuem para os esforços axiais mínimos (compressão) no topo das estacas são a reação horizontal das estacas-prancha, a sobrecarga acidental, a atracação e a ação dos portêineres; sendo que o peso próprio estrutural atua no mesmo sentido, mas de forma menos relevante. Ações como o peso próprio da pavimentação, variações de temperatura, amarração e a ação dos guindastes móveis portuários conferem à estrutura esforços de compressão menos intensos.

Verificou-se que os esforços normais mínimos podem ocorrer na estrutura tanto nas estacas verticais quanto nas estacas inclinadas, a depender da configuração probabilística das ações estruturais.

Em grande parte das combinações analisadas, os maiores esforços de compressão surgem nos elementos verticais posicionados sob os trilhos que suportam os portêineres. Embora sejam minimamente afetados pelas ações horizontais, tais elementos recebem grandes áreas de influência da sobrecarga acidental e outros esforços verticais, além das ações dos portêineres que praticamente solicitam de forma exclusiva esses elementos. Dessa forma, dada a considerável variabilidade das sobrecargas, podendo essas assumirem valores bastante expressivos, e somando-se o fato de que quando da operação dos portêineres as ações nos trilhos do lado de mar assumem valores maiores, verificam-se elevados esforços de compressão nas estacas verticais da linha frontal do cais, sob o trilho do lado do mar. Mais além, sendo que as forças de amarração atuam na estrutura com uma componente vertical devida à inclinação do cabo de amarração, a qual traciona a estrutura na região dos cabeços, as estacas nessa região sofrem alívios nos seus estados de compressão, fazendo com que na linha frontal de estacas verticais aquelas mais solicitadas sejam as do centro da estrutura.

Nota-se nitidamente nas figuras da Tab. 4.4 a importância das estacas inclinadas para uma estrutura portuária acostável, uma vez que essas são as responsáveis pela absorção dos esforços externos horizontais. Tais estacas recebem grandes esforços de compressão quando as ações de reação das estacas-prancha assumem valores mais elevados e são somados aos esforços devidos à amarração dos navios. Por outro lado, as cargas horizontais de atracação atuam no sentido oposto às ações das estacas-prancha, fazendo com que de forma geral os estados de compressão das estacas inclinadas sejam menos intensos quando da atracação dos navios.

5.2.2. Esforços Axiais Máximos (Tração/Compressão)

Conforme pode ser observado na Tab. 4.4, as ações estruturais que mais contribuem para os esforços normais máximos referem-se à reação horizontal das estacas-prancha, variação de temperatura, atracação e amarração, esta principalmente na situação de ventos extremos.

Para todas as combinações analisadas, os esforços axiais máximos ocorreram nas estacas inclinadas. Ressalta-se que nem sempre esses esforços são de tração, havendo combinações e arranjos probabilísticos de carregamentos externos em que todas as 60 estacas da estrutura trabalham à compressão.

As cargas de tração mais intensas nas estacas inclinadas surgem quando as reações das estacas-prancha e as forças de amarração assumem valores mais elevados, visto que ambas atuam no mesmo sentido. Quanto à atracação, a mesma atua no sentido inverso às cargas da estaca-prancha, fazendo com que ambas diminuam os seus efeitos mutuamente.

As cargas provenientes dos equipamentos não tracionam a estrutura, visto que tanto os portêineres quanto os guindastes móveis portuários são simplesmente apoiados sobre os trilhos e patolas, respectivamente.

Os subitens a seguir apresentam comparações dos resultados obtidos para as diversas combinações analisadas.

5.2.3. Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 1

O grupo 1 refere-se à situação de atracação dos navios e contempla dez combinações com arranjos diversos de carregamentos, conforme apresentado na prancha 1 do Apêndice 1. Os parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos e mínimos obtidos nas análises probabilísticas desse grupo são apresentados na Tab. 5.2, destacando-se em sublinhado aquelas que obtiveram os parâmetros $\mu \pm 3\sigma$ mais intensos.

Para os esforços axiais mínimos, a combinação que apresentou o parâmetro $\mu - 3\sigma$ mais intenso foi a combinação 1.2, que se refere à situação de atracação com sobrecarga e um portêiner localizado no centro da estrutura. Nota-se que os valores dos coeficientes de variação apresentam certa tendência para valores em torno de 0,09 (média dos dez coeficientes de variação).

Para os esforços axiais máximos verificou-se o parâmetro $\mu + 3\sigma$ mais intenso na combinação 1.0, que descreve a atracação sem sobrecarga ou equipamentos sobre a estrutura.

Tabela 5.2. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 1.

Comb.	$N_{MÍN}$				$N_{MÁX}$			
	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu - 3\sigma$ [kN]	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu + 3\sigma$ [kN]
1.0	-1463,2	130,0	0,09	-1853,3	795,1	127,2	0,16	<u>1176,8</u>
1.1	-2128,3	216,0	0,10	-2776,3	230,8	193,1	0,84	810,3
1.2	-2320,4	192,8	0,08	<u>-2898,6</u>	239,5	193,1	0,81	819,0
1.3	-2241,9	192,7	0,09	-2819,9	231,0	193,2	0,84	810,7
1.4	-2238,6	192,8	0,09	-2817,1	192,1	193,1	1,01	771,4
1.5	-2292,1	192,2	0,08	-2868,8	192,5	193,2	1,00	772,0
1.6	-2102,1	197,2	0,09	-2693,6	217,3	197,3	0,91	809,1
1.7	-2133,5	223,4	0,10	-2803,7	282,8	154,6	0,55	746,7
1.8	-1977,6	279,7	0,14	-2816,8	581,5	123,7	0,21	952,5
1.9	-1555,7	110,9	0,07	-1888,5	550,0	125,2	0,23	925,5

A Figura 5.3 apresenta as distribuições de probabilidade para os esforços axiais de todas as combinações do grupo 1, possibilitando uma comparação visual dos resultados. Nota-se que boa parte das combinações podem originar valores muito elevados de compressão nas estacas, e que nas duas combinações que não contemplam sobrecarga distribuída os esforços de compressão mais intensos alcançam valores menores. Quanto aos esforços axiais máximos, além de se observar que a combinação sem sobrecargas e equipamentos produz as maiores trações, verifica-se que para diversas combinações mesmo os esforços máximos podem assumir valores de compressão.

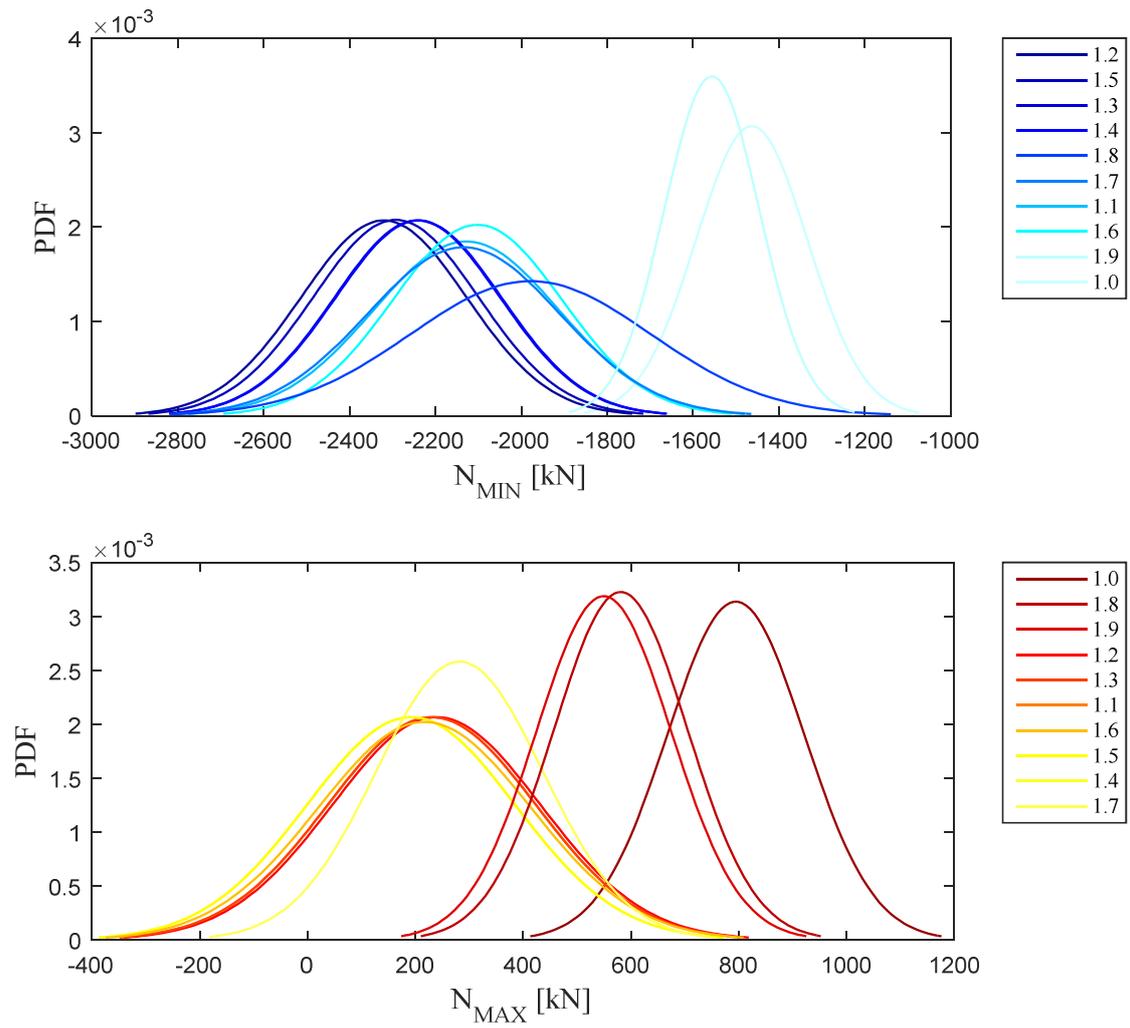


Figura 5.3. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 1.

5.2.4. Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 2

O grupo 2 refere-se às situações em que um navio permanece amarrado ao cais por cabos lançantes de popa e proa. Também foram analisadas dez combinações com diferentes arranjos de carregamentos, conforme apresentado na prancha 1 do Apêndice 1. Os parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos e mínimos para as combinações desse grupo são apresentados na Tab. 5.3, destacando-se em sublinhado aquelas que obtiveram parâmetros $\mu \pm 3\sigma$ mais intensos.

Tabela 5.3. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 2.

Comb.	$N_{MÍN}$				$N_{MÁX}$			
	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu - 3\sigma$ [kN]	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu + 3\sigma$ [kN]
2.0	-1693,4	139,7	0,08	-2112,6	937,6	137,5	0,15	<u>1350,1</u>
2.1	-2340,8	211,0	0,09	<u>-2973,7</u>	372,5	202,8	0,54	981,0
2.2	-2387,5	195,3	0,08	-2973,3	381,0	202,8	0,53	989,4
2.3	-2359,2	203,1	0,09	-2968,4	367,6	203,9	0,55	979,2
2.4	-2362,1	202,7	0,09	-2970,2	349,0	200,8	0,58	951,5
2.5	-2379,3	197,8	0,08	-2972,8	335,1	201,9	0,60	940,9
2.6	-2331,4	204,6	0,09	-2945,1	359,5	207,0	0,58	980,5
2.7	-2300,1	205,2	0,09	-2915,8	681,2	119,9	0,18	1041,0
2.8	-2316,4	214,0	0,09	-2958,3	741,1	133,5	0,18	1141,5
2.9	-1747,2	139,9	0,08	-2166,9	709,4	130,1	0,18	1099,8

Para os esforços axiais mínimos, a combinação que apresentou o menor parâmetro $\mu - 3\sigma$ foi a combinação 2.1, correspondente à situação de uma embarcação amarrada ao cais e com sobrecarga atuante na estrutura, sem equipamentos. Nota-se também uma certa tendência para os valores dos coeficientes de variação dos esforços axiais mínimos, calculando-se um valor médio para as dez combinações de 0,09.

Para os esforços axiais máximos obteve-se o maior parâmetro $\mu + 3\sigma$ na combinação 2.0, a qual refere-se à situação de um navio amarrado sem sobrecarga e equipamentos.

A Figura 5.4 apresenta as distribuições de probabilidade para os esforços axiais de todas as combinações do grupo 2. É notável no caso dos esforços axiais mínimos o fato de que a combinação

2.2 possui valor médio superior à combinação 2.1, porém esta apresenta um desvio padrão superior àquela fazendo com que o parâmetro de comparação ($\mu - 3\sigma$) seja de maior intensidade na combinação 2.1. Nota-se também que à exceção das duas combinações que não possuem sobrecarga atuante (2.0 e 2.9), todas as combinações possuem valores médios, desvios-padrões e parâmetros $\mu - 3\sigma$ muito semelhantes. Verifica-se novamente que para algumas combinações mesmo os esforços axiais máximos podem atuar comprimindo as estacas.

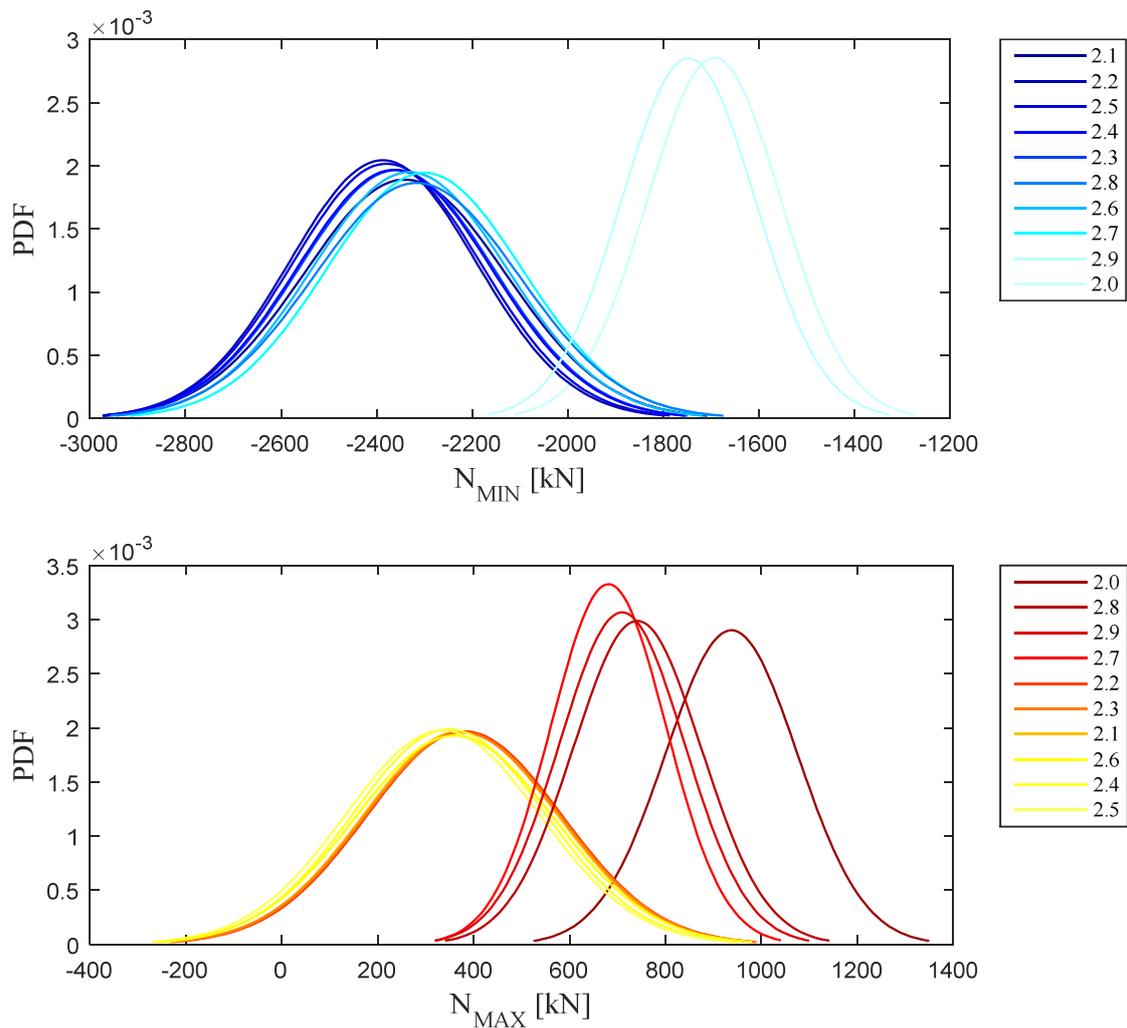


Figura 5.4. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 2.

5.2.5. Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 3

O grupo 3 corresponde à situação de um navio amarrado ao cais por cabos de través e espringues, tendo sido também analisadas dez combinações para diferentes arranjos de carregamentos conforme apresentado na prancha 2 do Apêndice 1. Os parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos e mínimos para as combinações desse grupo são apresentados na Tab. 5.4, destacando-se em sublinhado aquelas que obtiveram parâmetros $\mu \pm 3\sigma$ mais intensos.

Tabela 5.4. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 3.

Comb.	$N_{MÍN}$				$N_{MÁX}$			
	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu - 3\sigma$ [kN]	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu + 3\sigma$ [kN]
3.0	-1649,3	130,2	0,08	-2039,8	897,7	128,5	0,14	<u>1283,0</u>
3.1	-2296,6	204,5	0,09	-2910,1	332,1	194,8	0,59	916,6
3.2	-2417,6	191,5	0,08	<u>-2992,1</u>	341,4	195,2	0,57	927,1
3.3	-2358,5	191,4	0,08	-2932,7	322,1	194,7	0,60	906,1
3.4	-2355,8	191,1	0,08	-2929,1	321,3	195,3	0,61	907,2
3.5	-2394,8	190,7	0,08	-2966,9	294,8	194,2	0,66	877,3
3.6	-2289,1	197,1	0,09	-2880,3	318,2	198,9	0,63	914,8
3.7	-2278,3	207,6	0,09	-2901,0	768,3	117,5	0,15	1120,9
3.8	-2288,4	210,7	0,09	-2920,6	684,1	119,3	0,17	1042,1
3.9	-1723,8	125,0	0,07	-2098,9	722,5	117,6	0,16	1075,4

Para os esforços axiais mínimos, a combinação que apresentou o parâmetro $\mu - 3\sigma$ de maior intensidade foi a combinação 3.2, que se refere à situação de um navio amarrado com sobrecarga atuante na estrutura e um portêiner localizado no centro. Observa-se uma tendência para os valores dos coeficientes de variação, calculando-se um valor médio para as dez combinações de 0,08.

Para os esforços axiais máximos verificou-se o parâmetro $\mu + 3\sigma$ mais intenso na combinação 3.0, a qual descreve a situação de navio amarrado sem sobrecarga e equipamentos.

A Figura 5.5 apresenta as distribuições de probabilidade para os esforços axiais de todas as dez combinações do grupo 3.

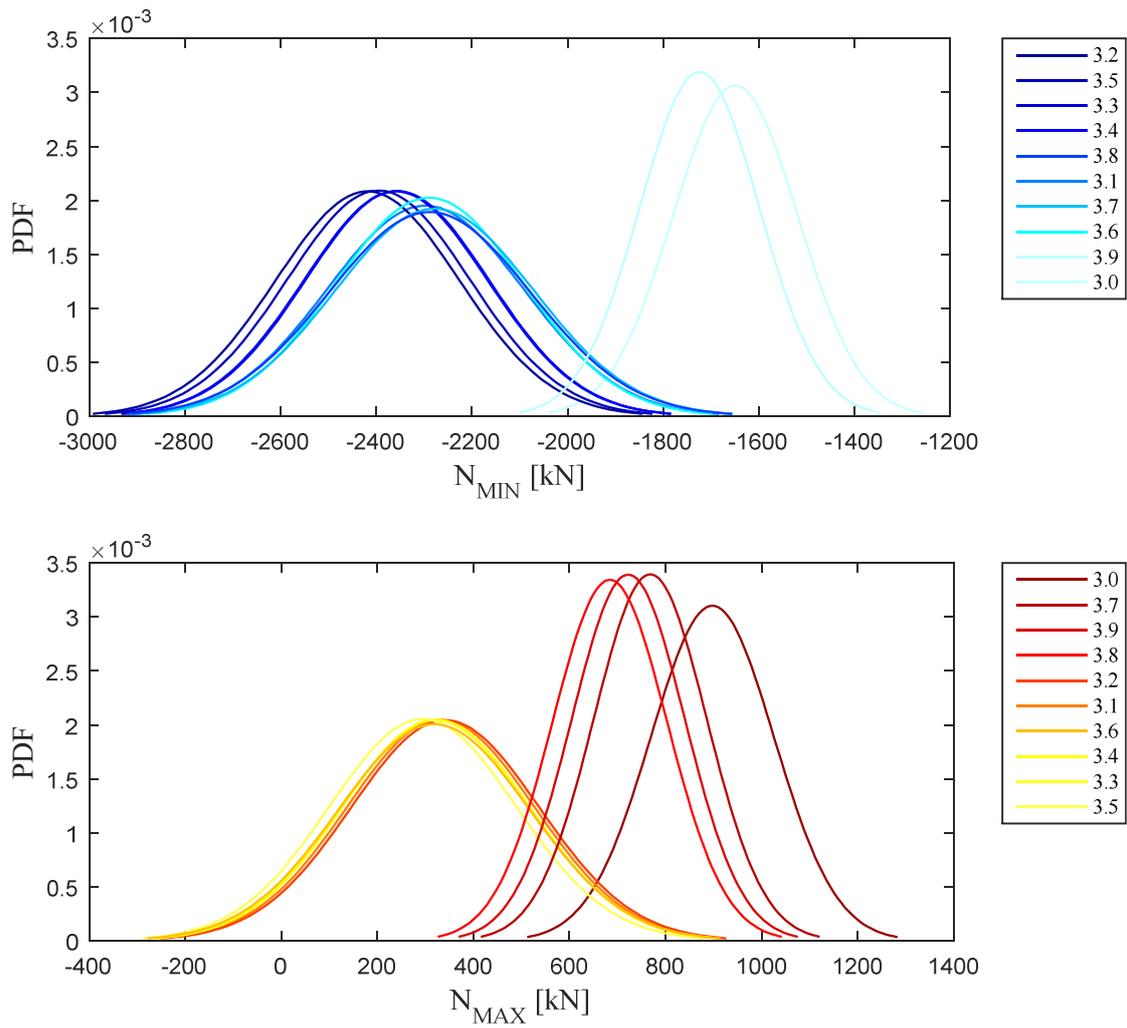


Figura 5.5. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 3.

5.2.6. Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 4

O grupo 4 é muito semelhante ao grupo 3, variando-se neste caso apenas a direção dos ventos atuantes sobre as embarcações, fazendo com que o cabo de través previsto na estrutura analisada não atue. Para este grupo também foram consideradas dez combinações, conforme apresentado na prancha 2 do Apêndice 1. Os parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos e mínimos para as combinações desse grupo são apresentados na Tab. 5.5, destacando-se em sublinhado aquelas que obtiveram parâmetros $\mu \pm 3\sigma$ mais intensos.

Tabela 5.5. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 4.

Comb.	$N_{MÍN}$			$N_{MÁX}$				
	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu - 3\sigma$ [kN]	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu + 3\sigma$ [kN]
4.0	-1646,8	130,6	0,08	-2038,6	893,0	128,4	0,14	<u>1278,3</u>
4.1	-2294,5	204,7	0,09	-2908,6	327,7	194,8	0,59	911,9
4.2	-2418,1	191,5	0,08	<u>-2992,7</u>	336,6	195,1	0,58	921,9
4.3	-2357,4	191,0	0,08	-2930,5	325,5	195,4	0,60	911,6
4.4	-2355,0	191,2	0,08	-2928,6	308,5	194,5	0,63	891,9
4.5	-2394,6	190,7	0,08	-2966,8	292,3	194,5	0,67	875,8
4.6	-2281,1	196,8	0,09	-2871,5	306,8	198,1	0,65	901,2
4.7	-2273,6	207,8	0,09	-2897,0	750,9	115,9	0,15	1098,6
4.8	-2271,8	210,9	0,09	-2904,5	679,3	119,2	0,18	1036,9
4.9	-1718,3	124,4	0,07	-2091,5	705,5	116,0	0,16	1053,4

Os resultados obtidos são muito semelhantes aos do grupo 3, verificando-se para os esforços axiais mínimos o parâmetro $\mu - 3\sigma$ mais intenso na combinação 4.2, que representa a estrutura com sobrecarga e um portêiner no centro. Assim como para os outros grupos, observa-se uma tendência para os valores dos coeficientes de variação, calculando-se um valor médio para as dez combinações de 0,08.

Para os esforços axiais máximos verificou-se os esforços mais intensos na combinação 4.0, que não inclui a sobrecarga nem equipamentos atuando na estrutura. Verifica-se também esforços de compressão entre os esforços máximos ocorridos.

A Figura 5.6 apresenta as distribuições de probabilidade para os esforços axiais de todas as dez combinações do grupo 4, possibilitando a comparação dos resultados.

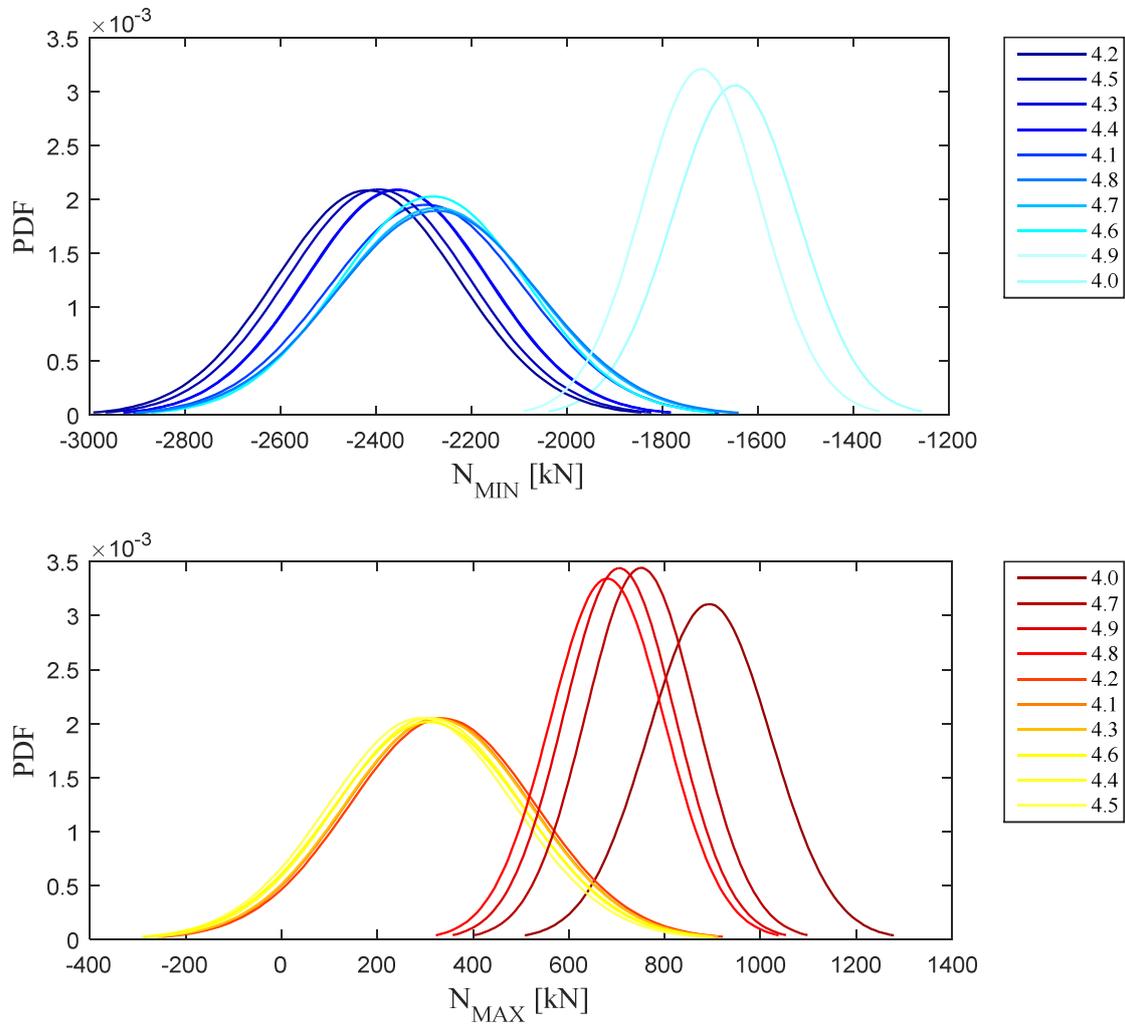


Figura 5.6. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 4.

5.2.7. Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 5

O grupo 5 refere-se a diversos arranjos de carregamentos atuando em conjunto com as ações de amarração quando dois navios permanecem amarrados à estrutura. O grupo possui sete combinações, conforme apresentado na prancha 3 do Apêndice 1. Os parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos e mínimos para as combinações desse grupo são apresentados na Tab. 5.6, destacando-se em sublinhado aquelas que obtiveram parâmetros $\mu \pm 3\sigma$ mais intensos.

Tabela 5.6. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 5.

Comb.	$N_{MÍN}$				$N_{MÁX}$			
	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu - 3\sigma$ [kN]	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu + 3\sigma$ [kN]
5.0	-1674,7	134,6	0,08	-2078,6	918,9	132,1	0,14	<u>1315,1</u>
5.1	-2321,1	207,1	0,09	-2942,4	353,0	197,0	0,56	943,9
5.2	-2372,1	192,5	0,08	<u>-2949,6</u>	361,6	197,0	0,54	952,5
5.3	-2342,2	199,7	0,09	-2941,4	346,5	197,2	0,57	938,0
5.4	-2362,7	194,5	0,08	-2946,3	315,2	196,1	0,62	903,4
5.5	-2300,4	207,5	0,09	-2923,0	673,4	120,3	0,18	1034,4
5.6	-1761,7	128,4	0,07	-2146,8	663,0	125,6	0,19	1039,8

Mesmo considerando dois navios amarrados à estrutura, as médias e valores máximos dos esforços axiais nas estacas não variam de forma considerável se comparadas aos grupos anteriores. Tal fato pode ser explicado pela adoção das velocidades de ventos de operação neste grupo, as quais gera esforços menos intensos na estrutura. Mais além, as cargas horizontais devidas aos ventos atuam decompostas segundo os três eixos principais, uma vez que os cabos de amarração possuem direções inclinadas. Dessa forma, parte dessas ações converte-se ainda em uma componente vertical, suportada basicamente pela estaca sob o cabeço, e duas componentes horizontais nos sentidos transversal e longitudinal, suportadas basicamente pelas estacas inclinadas.

Para os esforços axiais mínimos, verificou-se que a combinação que conduz ao parâmetro $\mu - 3\sigma$ mais intenso é a de número 5.2, que descreve a estrutura com sobrecarga e um portêiner posicionado no centro, observando-se valores médios muito semelhantes para as combinações que incluem sobrecarga na estrutura. Nota-se também neste grupo uma tendência para os valores dos coeficientes de variação dos esforços axiais mínimos, calculando-se um valor médio para as sete

combinações de 0,08.

Para os esforços axiais máximos verificou-se o parâmetro $\mu + 3\sigma$ mais intenso na combinação 5.0, a qual não inclui a sobrecarga e equipamentos sobre a estrutura, verificando-se também esforços de compressão entre os esforços máximos.

A Figura 5.7 apresenta as distribuições de probabilidade para todas as combinações do grupo 5.

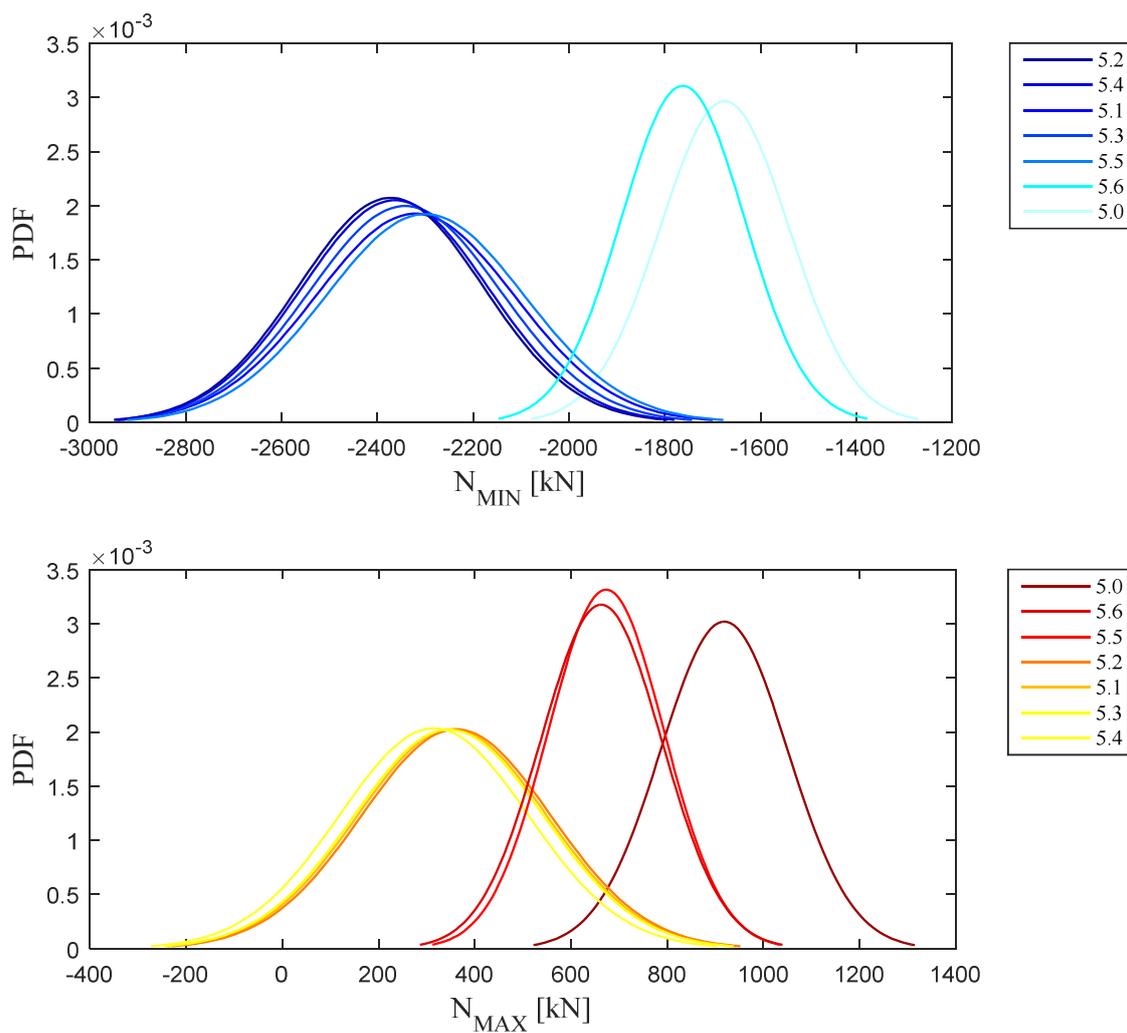


Figura 5.7. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 5.

5.2.8. Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade – Grupo 6

O grupo 6 considera dois navios amarrados à estrutura sob a ação de ventos extremos, ligeiramente mais elevados que os de operação. O grupo possui cinco combinações com arranjos diversos de carregamentos, conforme apresentado na prancha 3 do Apêndice 1. Os parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos e mínimos para as combinações desse grupo são apresentados na Tab. 5.7, destacando-se em sublinhado aquelas que obtiveram parâmetros $\mu \pm 3\sigma$ mais intensos.

Tabela 5.7. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais no topo das estacas para as combinações do grupo 6.

Comb.	$N_{MÍN}$				$N_{MÁX}$			
	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu - 3\sigma$ [kN]	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu + 3\sigma$ [kN]
6.0	-1905,3	191,0	0,10	-2478,3	1135,3	185,8	0,16	<u>1692,7</u>
6.1	-2550,2	245,9	0,10	<u>-3288,1</u>	569,0	234,1	0,41	1271,4
6.2	-2562,4	240,7	0,09	-3284,6	577,4	234,0	0,41	1279,5
6.3	-2502,9	235,7	0,09	-3210,0	882,9	167,2	0,19	1384,4
6.4	-1955,0	188,5	0,10	-2520,5	896,2	175,7	0,20	1423,3

Conforme esperado, verificou-se que a inclusão dos ventos extremos eleva a intensidade dos esforços axiais mínimos no topo das estacas. A combinação que conduz ao parâmetro $\mu - 3\sigma$ de maior intensidade é a de número 6.1, a qual prevê a estrutura com sobrecarga e sem equipamentos. Observa-se valores um pouco mais elevados para os coeficientes de variação desses esforços, calculando-se um valor médio para as cinco combinações de 0,10.

Para os esforços axiais máximos verificou-se o parâmetro $\mu + 3\sigma$ mais intenso na combinação 6.0, a qual não inclui a sobrecarga ou equipamentos. Também para esse grupo verifica-se esforços de compressão entre os esforços máximos.

A Figura 5.8 apresenta as distribuições de probabilidade para os esforços axiais de todas as cinco combinações do grupo 6.

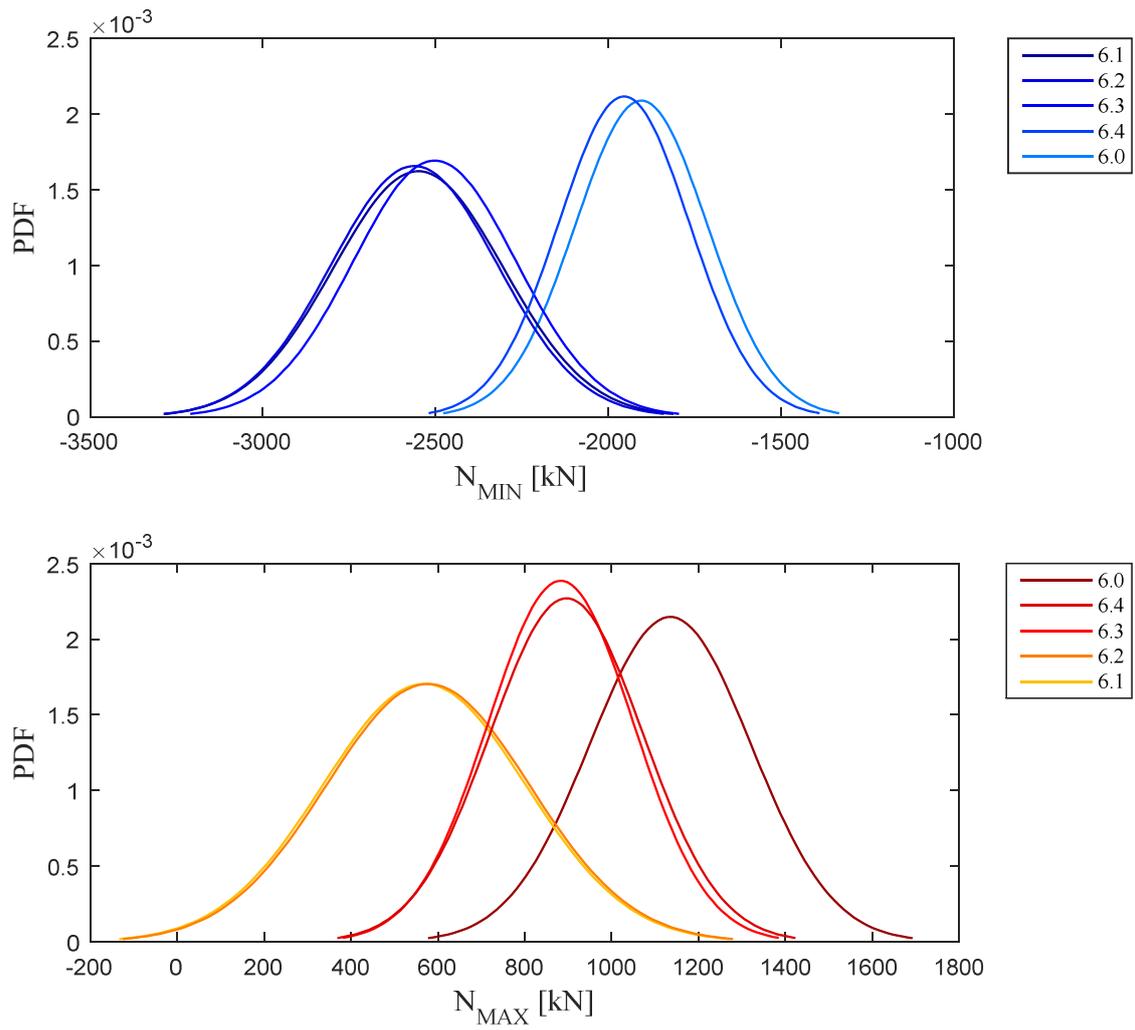


Figura 5.8. Distribuições de probabilidade para os esforços mínimos e máximos nas combinações do grupo 6.

5.2.9. Parâmetros Estatísticos e Distribuições de Probabilidade Para os Piores Casos de Cada Grupo

Nos subitens anteriores foram apresentados os parâmetros estatísticos dos esforços normais máximos e mínimos no topo das estacas para todas as combinações de carregamentos solicitantes, comparando-os e verificando-se os piores casos em cada conjunto. Notou-se que as diferenças entre algumas combinações dentro de cada grupo são muito sutis, fazendo com que uma determinada combinação tenha sido considerada mais desfavorável por diferenças muito pequenas encontradas no parâmetro de comparação adotado, $\mu \pm 3\sigma$.

Nesta seção é apresentada uma comparação detalhada dos resultados mais desfavoráveis de cada grupo.

Esforços Axiais Mínimos

Na Tabela 5.8 são apresentados os parâmetros estatísticos para as piores combinações de cada grupo com relação aos esforços axiais mínimos, verificando-se que as piores combinações conduzem a valores extremos médios de compressão semelhantes. O parâmetro $\mu - 3\sigma$ de maior intensidade foi verificado na combinação 6.1, que se refere a situações de ventos extremos e atuando sobre duas embarcações, com sobrecarga e sem equipamentos. Na referida tabela verifica-se ainda coeficientes médios de variação em torno de 0,08 para as distribuições de compressão mais intensas, tratando-se de uma baixa variabilidade em torno dos valores médios.

A Figura 5.9 apresenta as distribuições de probabilidade ajustadas aos esforços axiais mínimos obtidos para as piores combinações.

Tabela 5.8. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais mínimos para as piores combinações de cada grupo.

Comb.	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu - 3\sigma$ [kN]
1.2	-2320,4	192,8	0,08	-2898,6
2.1	-2340,8	211,0	0,09	-2973,7
3.2	-2417,6	191,5	0,08	-2992,1
4.2	-2418,1	191,5	0,08	-2992,7
5.2	-2372,1	192,5	0,08	-2949,6
6.1	-2550,2	245,9	0,10	<u>-3288,1</u>

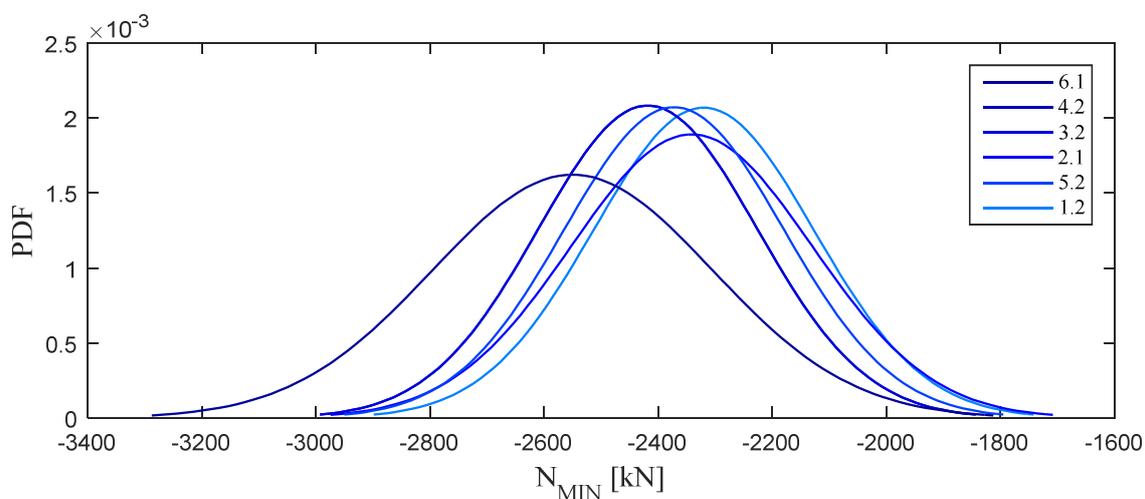


Figura 5.9. Distribuições de probabilidade dos esforços axiais mínimos para as piores combinações de cada grupo.

A Tabela 5.9 apresenta as ocorrências dos esforços axiais mínimos distribuídos por estacas, bem como a probabilidade de ocorrência de cada uma como a mais solicitada. Na Figura 5.10 ilustra-se essas probabilidades de ocorrência através de círculos proporcionais aos valores apresentados na Tab. 5.9.

Tabela 5.9. Ocorrências dos esforços axiais mínimos por estacas para as piores combinações de cada grupo.

Estaca	n_{ocorr}	$P_{(n=2000)}$	Estaca	n_{ocorr}	$P_{(n=2000)}$	Estaca	n_{ocorr}	$P_{(n=2000)}$
<i>Comb. 1.2</i>			<i>Comb. 2.1</i>			<i>Comb. 3.2</i>		
23	5	0,3%	21	21	1,1%	18	38	1,9%
26	60	3,0%	23	19	1,0%	23	1	0,1%
43	62	3,1%	26	1437	71,9%	26	269	13,5%
53	1873	93,7%	35	522	26,1%	35	178	8,9%
-	-	-	43	1	0,1%	43	2	0,1%
-	-	-	-	-	-	53	634	31,7%
-	-	-	-	-	-	55	878	43,9%
<i>Comb. 4.2</i>			<i>Comb. 5.2</i>			<i>Comb. 6.1</i>		
23	1	0,1%	18	126	6,3%	18	694	34,7%
26	344	17,2%	21	4	0,2%	21	7	0,4%
35	117	5,9%	23	1	0,1%	26	945	47,3%
43	3	0,2%	26	636	31,8%	35	178	8,9%
53	1535	76,8%	35	236	11,8%	43	176	
-	-	-	43	116	5,8%	-	-	-
-	-	-	53	4	0,2%	-	-	-
-	-	-	55	877	43,9%	-	-	-

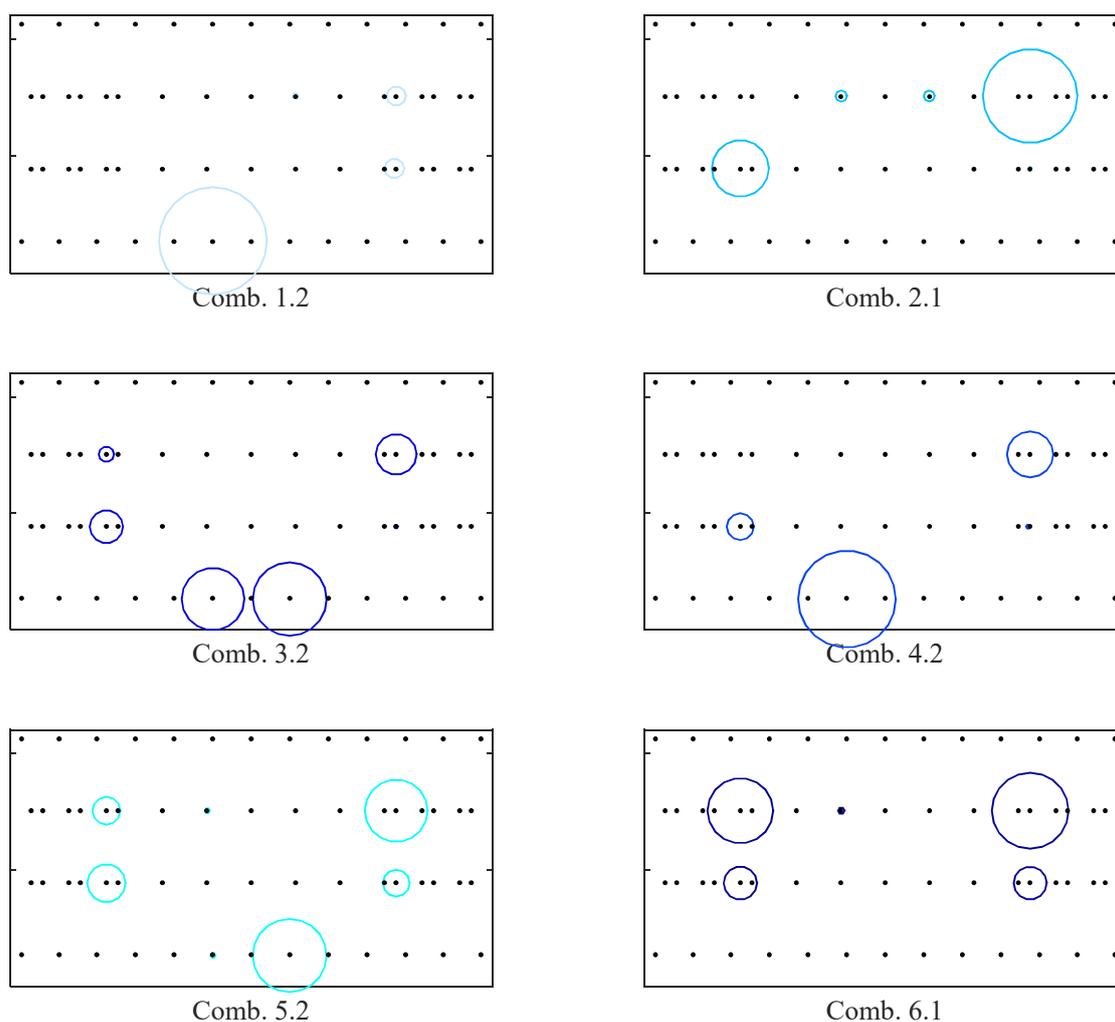


Figura 5.10. Ocorrências dos esforços axiais mínimos por estacas para as piores combinações de cada grupo.

Para a combinação 1.2, referente à atracação da embarcação, sobrecarga atuante e um portêiner no centro da estrutura, verifica-se que a estaca mais solicitada tem direção vertical e é posicionada na linha frontal do cais. Para essa combinação, ressalta-se que a atracação atua aliviando as trações e compressões nas estacas inclinadas geradas principalmente pela reação das estacas-prancha. Dessa forma, verificam-se em situações pouco frequentes as maiores compressões nas estacas do lado oposto à carga da atracação, local em que essa ação produz efeitos menos intensos.

Para a combinação 2.1, com uma embarcação amarrada à estrutura, sobrecarga atuante e nenhum equipamento, as estacas mais comprimidas são as inclinadas. Para a estaca mais frequentemente solicitada às compressões máximas, mesmo estando no lado oposto ao cabeço que recebe as cargas de amarração, verifica-se que a mesma atua consideravelmente para suportar a amarração considerada (ver figura na Tab. 4.4). Isso deve-se ao fato de que a amarração por cabos

lançantes possui uma componente no sentido longitudinal da estrutura considerável, e as estacas que possuem inclinação no sentido de absorver essas componentes localizam-se no lado direito da estrutura. Nota-se, ainda pela figura constante da Tab. 4.4 para a combinação 2, que a viga longitudinal na fachada do cais é tracionada por essa componente, tração que é equilibrada pela compressão das estacas inclinadas no lado direito do cais.

Para as combinações 3.2 e 4.2, ambas com sobrecarga atuante e portêineres no centro da estrutura, verifica-se que as estacas mais solicitadas aos esforços axiais mínimos se localizam na linha frontal do cais, assim como para a combinação 1.2. Nota-se que os arranjos de amarração considerados contribuem basicamente tracionando as estacas verticais próximas aos cabeços, sem componentes transversais. Nessas combinações, o efeito do peso dos contêineres torna-se relevante, tornando as ações dos portêineres no trilho do lado do mar mais intensas. Para a situação 4.2 foi previsto vento longitudinal à embarcação, fazendo com que o cabo de través (no cabeço esquerdo) não atue. Dessa forma, inexistindo a tração provocada pela componente vertical do cabo de amarração nesse ponto, a estaca 53 assume as maiores compressões mais frequentemente.

As combinações dos grupos 2, 3 e 4 referem-se a situações de um navio amarrado à estrutura, variando-se o arranjo da amarração entre cada grupo. Conforme pode ser observado na Tab. 4.4, dentre esses três grupos o arranjo de amarração que confere as maiores compressões e trações nas estacas é a de número 2. No entanto, os valores mais intensos de compressão são verificados nos grupos 3 e 4. No grupo 2 verifica-se que a amarração contribui de forma significativa para os esforços horizontais na estrutura, fazendo com que as maiores compressões sejam verificadas nas estacas inclinadas. Porém, nas combinações 3 e 4 o peso dos contêineres nos equipamentos passa a atuar, produzindo esforços verticais nas estacas da linha frontal mais intensos que as trações geradas pelas componentes verticais da amarração, e as maiores compressões são verificadas nas estacas da linha frontal da estrutura. Mais além, dada a pequena inclinação das estacas no sentido longitudinal (3°, ver Fig. 4.3), esforços de compressão relativamente elevados surgem nesses elementos para equilibrar as ações externas longitudinais.

Na combinação 5.2, com duas embarcações amarradas, sobrecarga atuante e um portêiner no centro, as estacas principais são as de número 26 e 55, inclinada e vertical, respectivamente. A estaca inclinada assume os valores mais intensos de compressão quando as forças de amarração e a reação das estacas-prancha assumem valores mais elevados, de forma que quando assumem valores menores a estaca mais carregada é a vertical.

Na combinação 6.1, com duas embarcações amarradas à estrutura, sobrecarga atuante e sem equipamentos, as estacas em que se verificam as maiores compressões são as inclinadas, devido aos

elevados esforços de amarração obtidos pelos ventos extremos e pela ausência do peso dos contêineres nas análises. Dadas as componentes horizontais das forças de amarração, as estacas mais solicitadas à compressão são aquelas que possuem inclinações nos sentidos transversal e longitudinal da estrutura (ver Fig. 4.3).

A Tabela 5.10 apresenta os parâmetros estatísticos dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsões associados aos esforços axiais mínimos obtidos para as piores combinações de cada grupo. Dada a menor relevância do sentido dessas ações para este trabalho, devido às seções das estacas serem simétricas, adotou-se como referência para comparação das distribuições o parâmetro $\max|\mu \pm 3\sigma|$, referente ao valor máximo em módulo alcançado pela distribuição de probabilidade a distâncias de $\pm 3\sigma$ a partir das médias. Na Figura 5.11 são apresentadas as distribuições de probabilidade para esses esforços.

Tabela 5.10. Parâmetros estatísticos dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsões associados aos esforços axiais mínimos para as piores combinações de cada grupo.

Parâmetro	Combinação					
	1.2	2.1	3.2	4.2	5.2	6.1
<i>Momentos Fletores $M_{y,N_{MÍN}}$</i>						
μ [kNm]	47,61	49,27	64,59	64,53	61,07	57,97
σ [kNm]	10,64	7,35	11,13	10,73	11,81	7,83
δ	0,22	0,15	0,17	0,17	0,19	0,14
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kNm]	79,53	71,32	<u>97,98</u>	96,72	96,50	81,45
<i>Momentos Fletores $M_{z,N_{MÍN}}$</i>						
μ [kNm]	3,07	12,84	8,53	8,78	3,51	4,33
σ [kNm]	7,96	30,18	16,38	16,70	25,39	46,26
δ	2,60	2,35	1,92	1,90	7,24	10,69
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kNm]	26,95	103,38	57,67	58,88	79,68	<u>143,11</u>
<i>Esforços Cortantes $F_{y,N_{MÍN}}$</i>						
μ [kN]	0,47	4,81	1,28	1,66	1,63	1,03
σ [kN]	0,63	1,78	1,49	1,50	2,62	7,17
δ	1,34	0,37	1,17	0,90	1,61	6,94
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kN]	2,36	10,16	5,74	6,15	9,50	<u>22,55</u>
<i>Esforços Cortantes $F_{z,N_{MÍN}}$</i>						
μ [kN]	-5,39	-25,83	-10,80	-10,54	-17,32	-26,88
σ [kN]	5,24	3,76	8,91	8,81	10,34	2,63
δ	0,97	0,15	0,83	0,84	0,60	0,10
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kN]	-21,12	-37,12	-37,54	-36,98	<u>-48,34</u>	-34,76
<i>Momentos Torsões $T_{N_{MÍN}}$</i>						
μ [kNm]	-2,88	-0,34	0,05	-0,57	0,10	-0,08
σ [kNm]	0,27	0,41	0,57	0,23	0,47	0,56
δ	0,10	1,21	10,35	0,41	4,83	7,02
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kNm]	<u>-3,70</u>	-1,56	1,75	-1,25	1,50	-1,74

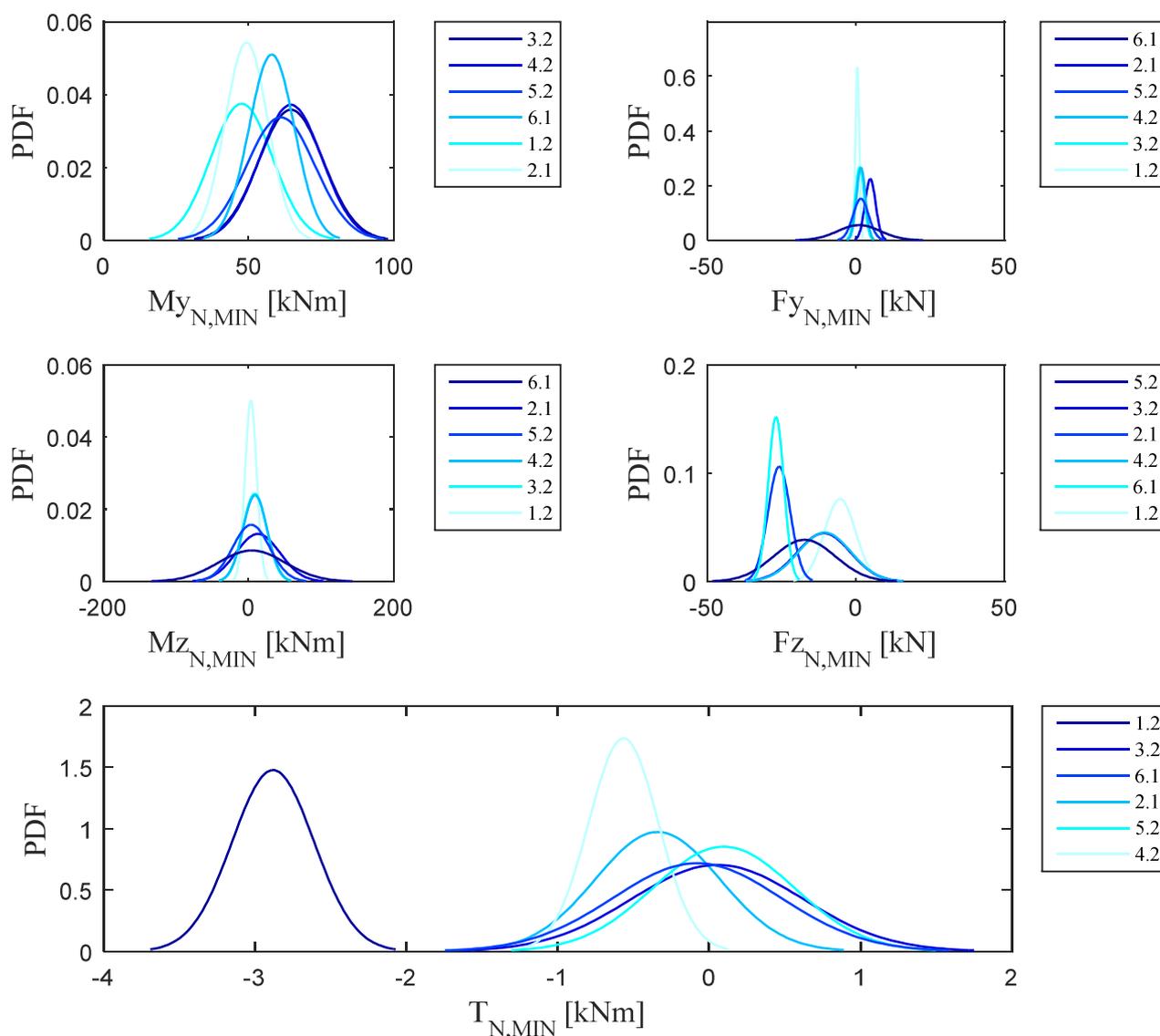


Figura 5.11. Curvas de probabilidade dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsores associados aos esforços axiais mínimos para as piores combinações de cada grupo.

Verificou-se que as médias dos momentos em torno do eixo y (no sistema local de coordenadas) são mais intensas que em torno do eixo z . Os momentos em torno de ambos os eixos são causados principalmente pelas forças verticais atuantes nas vigas, como os pesos próprios estruturais e de pavimentação, as sobrecargas acidentais e as ações dos equipamentos. Nota-se médias mais elevadas para os momentos segundo o eixo local y , mas valores máximos mais elevados segundo o eixo z . Para as forças cortantes no topo das estacas, dado que o eixo local z refere-se aproximadamente ao eixo transversal da estrutura e que as ações externas nesse sentido são mais intensas, verifica-se nessa direção os esforços cortantes mais elevados. Quanto aos momentos torsores, quase todos os grupos apresentam valores médios muito baixos, próximos a zero, com

exceção da combinação 1.2, referente à atracação das embarcações, na qual surgem esforços de torção com valores mais elevados.

Podem ainda ser verificados na estrutura momentos e esforços cortantes mais intensos do que aqueles apresentados na Fig. 5.11, no entanto esses ocorreriam em estacas diferentes daquelas em que se verificam as maiores compressões, sendo dessa forma de menor interesse no âmbito deste trabalho.

A análise dos momentos fletores e torsões e dos esforços cortantes é apresentada de forma simplificada neste trabalho, uma vez que não foram testados os ajustes dos dados obtidos às distribuições normais de probabilidade. Dessa forma, para um melhor entendimento dos valores obtidos para os parâmetros estatísticos apresentados na Tab. 5.10 deve ser realizada uma análise detalhada do comportamento desses esforços.

Esforços Axiais Máximos

Na Tabela 5.11 são apresentadas as combinaoes mais desfavoráveis à estrutura para os esforços axiais máximos de cada grupo. Para todos os casos os parâmetros $\mu + 3\sigma$ de maiores intensidades foram obtidos para as situaoes sem sobrecarga ou portêineres sobre a estrutura. Trata-se de um resultado esperado, uma vez que essas aoes conferem às estacas elevados estados de compressão e, estando as mesmas ausentes, as estacas ficam mais suscetíveis às cargas de traao. Naturalmente, visto que esses esforços surgem principalmente nas estacas inclinadas, para todas as piores combinaoes as cargas máximas de traao ocorreram somente nesses elementos. Ainda na referida tabela, verifica-se coeficientes médios de variaao em torno de 0,15 para as piores distribuoes. Trata-se de um valor médio calculado somente para tais distribuoes, não refletindo as altas variabilidades encontradas para as diversas combinaoes analisadas.

A Figura 5.12 apresenta as distribuoes de probabilidade ajustadas aos esforços axiais máximos nas piores combinaoes de cada grupo.

Tabela 5.11. Parâmetros estatísticos dos esforços axiais máximos para as piores combinaoes de cada grupo.

Comb.	μ [kN]	σ [kN]	δ	$\mu + 3\sigma$ [kN]
1.0	795,1	127,2	0,16	1176,8
2.0	937,6	137,5	0,15	1350,1
3.0	897,7	128,5	0,14	1283,0
4.0	893,0	128,4	0,14	1278,3
5.0	918,9	132,1	0,14	1315,1
6.0	1135,3	185,8	0,16	<u>1692,7</u>

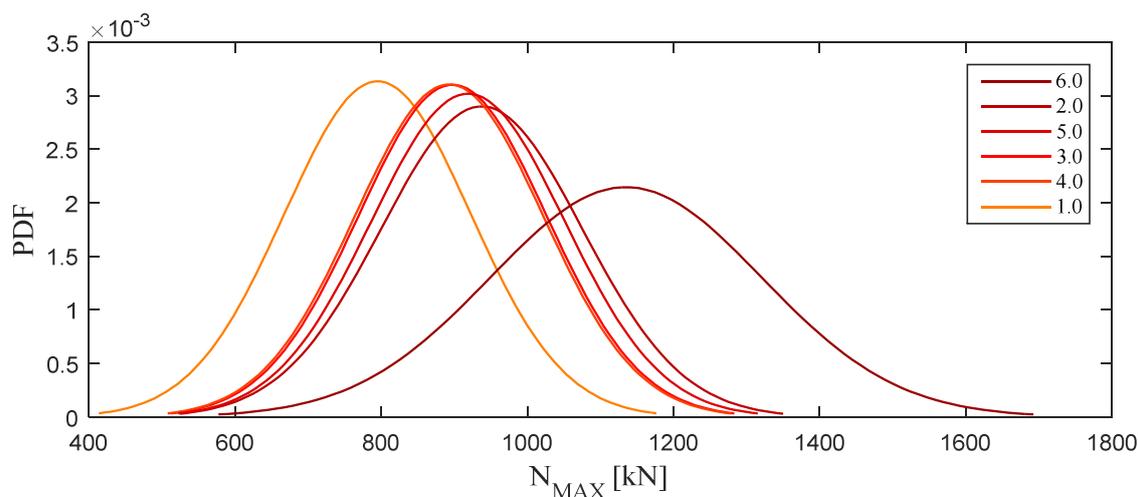


Figura 5.12. Distribuições de probabilidade dos esforços axiais máximos para as piores combinações de cada grupo.

A Tabela 5.12 apresenta as ocorrências dos esforços axiais máximos distribuídos por estacas, bem como a probabilidade de ocorrência de cada estaca como aquela onde se verificam as maiores trações. Na Figura 5.13 ilustra-se essas probabilidades de ocorrência através de círculos proporcionais aos valores apresentados na Tab. 5.12.

Tabela 5.12. Ocorrências dos esforços axiais máximos por estacas para as piores combinações de cada grupo.

Estaca	n_{ocorr}	$P_{(n=2000)}$	Estaca	n_{ocorr}	$P_{(n=2000)}$	Estaca	n_{ocorr}	$P_{(n=2000)}$
Comb. 1.0			Comb. 2.0			Comb. 3.0		
29	1040	52,0%	29	745	37,3%	15	202	10,1%
46	958	47,9%	32	1255	62,8%	29	752	37,6%
-	-	-	-	-	-	32	1046	52,3%
Comb. 4.0			Comb. 5.0			Comb. 6.0		
29	1229	61,5%	15	234	11,7%	15	665	33,3%
32	770	38,5%	29	853	42,7%	29	811	40,6%
46	1	0,1%	32	705	35,3%	32	321	16,1%
-	-	-	46	208	10,4%	46	203	10,2%

Para todas as piores combinações de cada grupo as estacas mais tracionadas foram sempre inclinadas, verificando-se as trações mais intensas tanto nos elementos inclinados apenas

transversalmente como naqueles inclinados transversal e longitudinalmente. Mais além, todas elas possuem direção de inclinação voltada para a retaguarda do cais, sendo dessa forma tracionadas em função das ações que atuam no sentido retaguarda-frente da estrutura, como é o caso das forças das estacas-prancha e dos esforços de amarração.

Um caso que merece destaque é a combinação 1.0, referente à situação de atracação de navio atuante na defesa do lado esquerdo do cais, sem sobrecargas e equipamentos. Nota-se que as máximas forças de tração ocorrem no lado oposto da estrutura, uma vez que no núcleo esquerdo de estacas inclinadas os esforços devidos à atracação e à reação das estacas-prancha se aliviam mutuamente. A combinação que conduz às maiores trações nas estacas é a 6.0, correspondente à situação de dois navios amarrados sob ventos extremos, sem sobrecarga ou equipamentos.

A Tabela 5.13 apresenta os parâmetros estatísticos dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsões associados aos esforços axiais máximos obtidos para as piores combinações de cada grupo. Dada a pouca relevância do sentido dessas ações, assim como para os esforços associados às compressões máximas, adotou-se como referência para a comparação das distribuições o parâmetro definido por $\max|\mu \pm 3\sigma|$, referente ao valor máximo em módulo alcançado pela distribuição de probabilidade a distâncias de $\pm 3\sigma$ a partir dos valores médios. Na Figura 5.14 apresenta-se as distribuições de probabilidade para esses esforços.

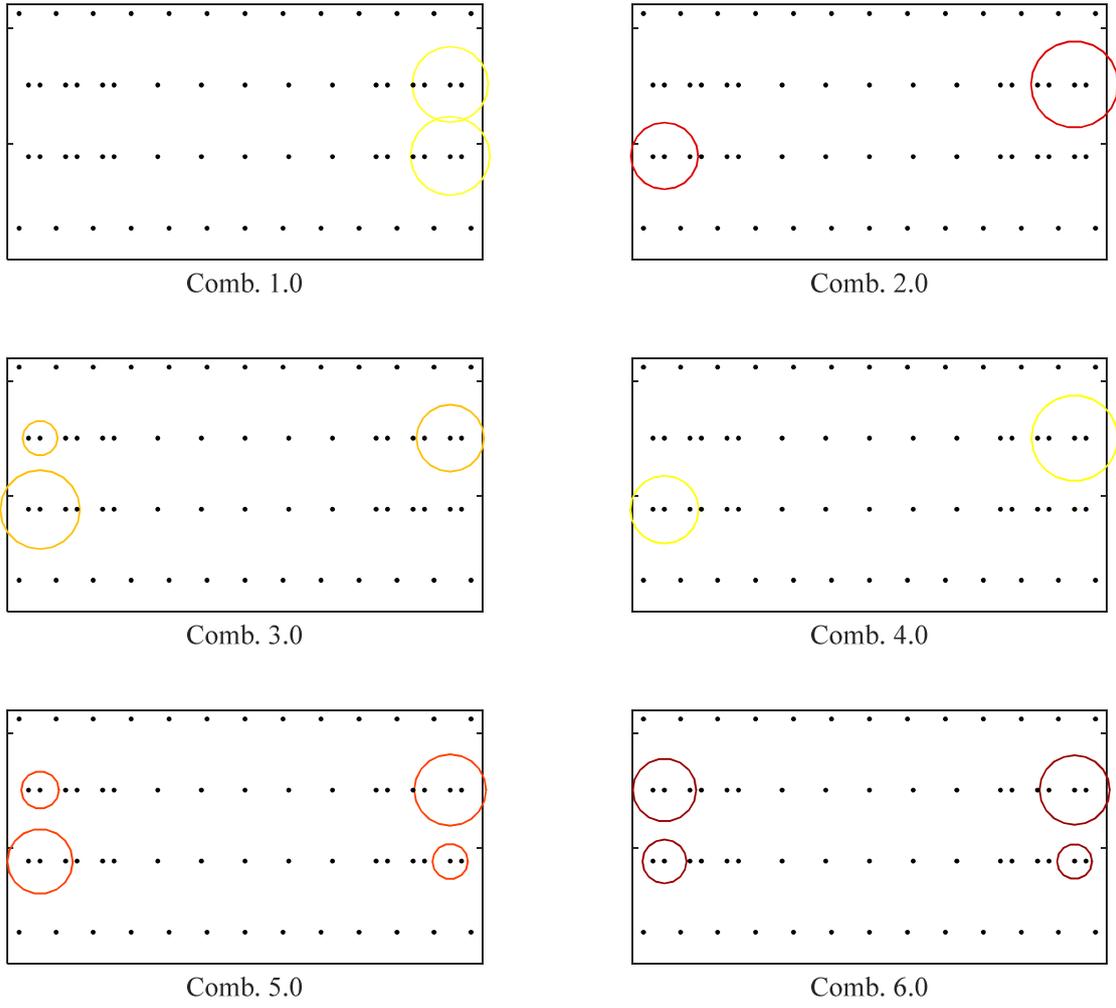


Figura 5.13. Ocorrências dos esforços axiais máximos por estacas para as piores combinações de cada grupo.

Tabela 5.13. Parâmetros estatísticos dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsores associados aos esforços axiais máximos para as piores combinações de cada grupo.

Parâmetro	Combinação					
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
<i>Momentos Fletores $M_{y,N_{MÁX}}$</i>						
μ [kNm]	39,41	48,19	47,70	46,97	48,50	56,15
σ [kNm]	5,96	5,90	5,96	5,83	5,99	7,09
δ	0,15	0,12	0,12	0,12	0,12	0,13
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kNm]	57,30	65,88	65,57	64,47	66,47	77,42
<i>Momentos Fletores $M_{z,N_{MÁX}}$</i>						
μ [kNm]	-11,96	19,38	9,93	7,24	5,76	6,03
σ [kNm]	3,17	21,76	16,42	17,33	19,99	50,14
δ	0,26	1,12	1,65	2,39	3,47	8,32
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kNm]	-21,46	84,66	59,19	59,23	65,73	156,45
<i>Esforços Cortantes $F_{y,N_{MÁX}}$</i>						
μ [kN]	1,81	5,24	2,75	4,06	2,35	1,03
σ [kN]	2,50	2,12	2,61	1,52	3,55	7,86
δ	1,38	0,40	0,95	0,37	1,51	7,60
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kN]	9,31	11,60	10,59	8,63	13,01	24,60
<i>Esforços Cortantes $F_{z,N_{MÁX}}$</i>						
μ [kN]	-25,53	-26,24	-26,21	-26,15	-26,27	-26,89
σ [kN]	2,24	2,26	2,24	2,25	2,25	2,27
δ	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,08
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kN]	-32,26	-33,01	-32,94	-32,89	-33,01	-33,70
<i>Momentos Torsores $T_{N_{MÁX}}$</i>						
μ [kNm]	-1,87	-0,03	-0,01	-0,01	0,02	-0,01
σ [kNm]	0,21	0,25	0,24	0,23	0,28	0,40
δ	0,11	9,04	43,19	29,86	17,97	47,90
$\max \mu \pm 3\sigma $ [kNm]	-2,52	-0,77	-0,73	-0,71	0,87	-1,20

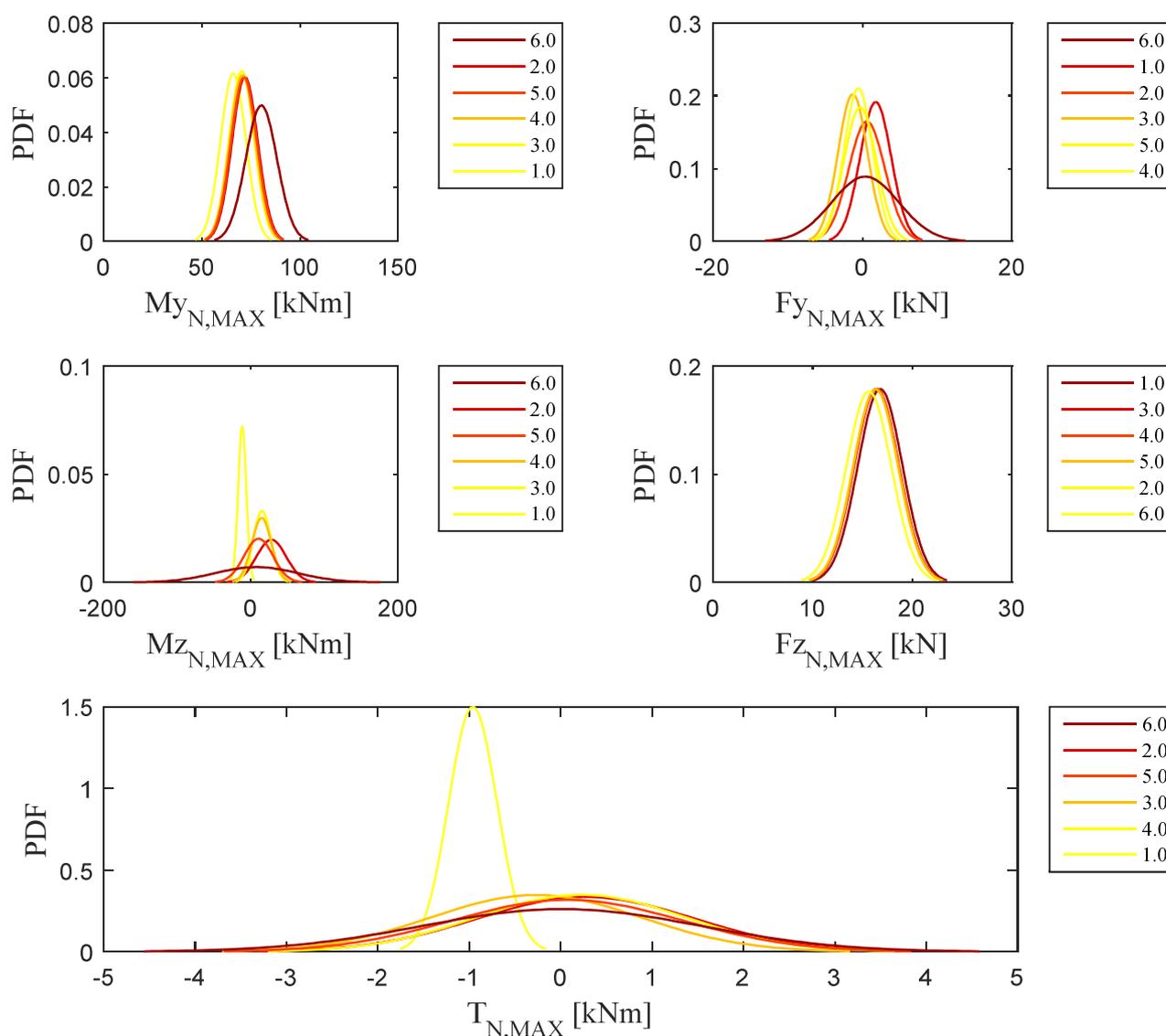


Figura 5.14. Curvas de probabilidade dos momentos fletores, esforços cortantes e momentos torsores associados aos esforços axiais máximos para as piores combinações de cada grupo.

Os momentos em torno do eixo y (no sistema local de coordenadas) apresentam médias mais elevadas que dos momentos em torno do eixo z . Porém, os momentos em torno de z apresentam variabilidades maiores, destacando-se os resultados para a combinação 6.0, que possui valores médios muito pequenos mas que devido à alta variabilidade podem atingir valores elevados. Para as forças cortantes, em ambas as direções se verificam valores semelhantes em módulo, mas que para a direção z (sistema local) podem atingir valores mais elevados. Quanto aos momentos torsores, à exceção da combinação 1.0, as combinações apresentam variabilidades muito acentuadas, podendo atingir valores tanto negativos quanto positivos com módulos semelhantes. Nota-se também que mesmo

possuindo uma média maior em módulo, a referida combinação não conduz aos momentos torsores mais intensos.

Da mesma forma que para as compressões máximas, podem ser verificados na estrutura momentos e esforços cortantes mais intensos que aqueles apresentados na Fig. 5.14, no entanto esses ocorreriam em estacas diferentes daquelas para as quais se verificam as maiores trações, sendo dessa forma de menor interesse no âmbito deste trabalho.

Tal qual observado para as compressões máximas, a análise dos momentos fletores e torsores e dos esforços cortantes é apresentada de forma simplificada neste trabalho, e para um melhor entendimento dos valores obtidos para os parâmetros estatísticos dessas variáveis de saída deve ser realizada uma análise específica do comportamento desses esforços.

5.2.10. Correlação Entre os Esforços Normais e os Carregamentos

A Tabela 5.14 apresenta os valores dos coeficientes de correlação entre os esforços axiais máximos e mínimos no topo das estacas e as diversas variáveis aleatórias utilizadas nas análises probabilísticas.

Para os esforços axiais mínimos, verificou-se as relações lineares mais fortes com as sobrecargas em todas as combinações, enfatizando-se que o sinal negativo se dá pela relação inversamente proporcional entre a sobrecarga e os esforços axiais mínimos, visto que à medida que o valor de Q_{SC} aumenta os esforços axiais mínimos elevam-se em intensidade, mas com sinais negativos (compressão). Para os casos em que as estacas inclinadas ocorrem com frequência entre as mais comprimidas, verifica-se também correlações médias entre as reações da estaca-prancha (combinações 2.1, 5.2 e 6.1) e a velocidade dos ventos (combinações 6.1).

Quanto aos esforços axiais máximos, as correlações mais fortes são verificadas com as reações das estacas-prancha, notando-se ainda uma forte correlação com os ventos extremos da combinação 6.0, conforme esperado.

Os resultados obtidos para os coeficientes de correlação são apresentados nas Fig. 5.15 e 5.16, conservando-se o sinal dos resultados.

Tabela 5.14. Coeficientes de correlação entre os esforços axiais máximos e mínimos no topo das estacas e as variáveis aleatórias de entrada nas análises probabilísticas.

Comb.	Variável Aleatória										
	γ_C	Q_{PAV}	Q_{E-P}	T_1	Q_{SC}	DWT_1	DWT_2	V_W	V_C	P_{CONT}	$L_{LANÇA}$
$N_{MÍN}$											
1.2	-0,24	-0,06	-0,02	-0,02	<u>-0,96</u>	0,02	-	-	-	-	-
2.1	-0,11	-0,08	-0,53	0,06	<u>-0,73</u>	-0,11	-	-0,19	-0,11	-	-
3.2	-0,21	-0,06	-0,10	-0,02	<u>-0,93</u>	0,00	-	0,01	-0,02	-0,08	-0,05
4.2	-0,21	-0,06	-0,10	-0,01	<u>-0,93</u>	0,00	-	0,01	-0,03	-0,08	-0,05
5.2	-0,18	-0,07	-0,30	0,01	<u>-0,87</u>	-0,04	0,03	-0,09	-0,05	-	-
6.1	-0,08	-0,08	-0,46	0,08	<u>-0,64</u>	-0,16	-0,06	-0,40	-0,04	-	-
$N_{MÁX}$											
1.0	-0,18	-0,07	<u>0,95</u>	0,02	-	0,04	-	-	-	-	-
2.0	-0,16	-0,12	<u>0,88</u>	-0,06	-	0,15	-	0,31	0,12	-	-
3.0	-0,18	-0,07	<u>0,95</u>	0,02	-	0,04	-	0,11	0,10	-	-
4.0	-0,18	-0,07	<u>0,95</u>	-0,04	-	0,02	-	0,07	0,13	-	-
5.0	-0,18	-0,08	<u>0,92</u>	-0,01	-	0,06	0,01	0,22	0,13	-	-
6.0	-0,13	-0,07	<u>0,65</u>	-0,07	-	0,14	0,08	0,54	0,07	-	-

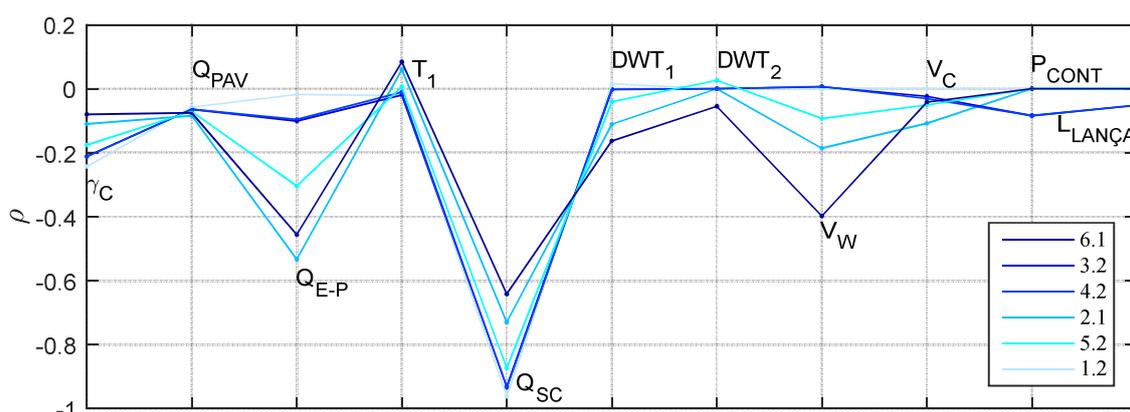


Figura 5.15. Coeficientes de correlação entre os esforços axiais mínimos topo das estacas e as variáveis aleatórias de entrada.

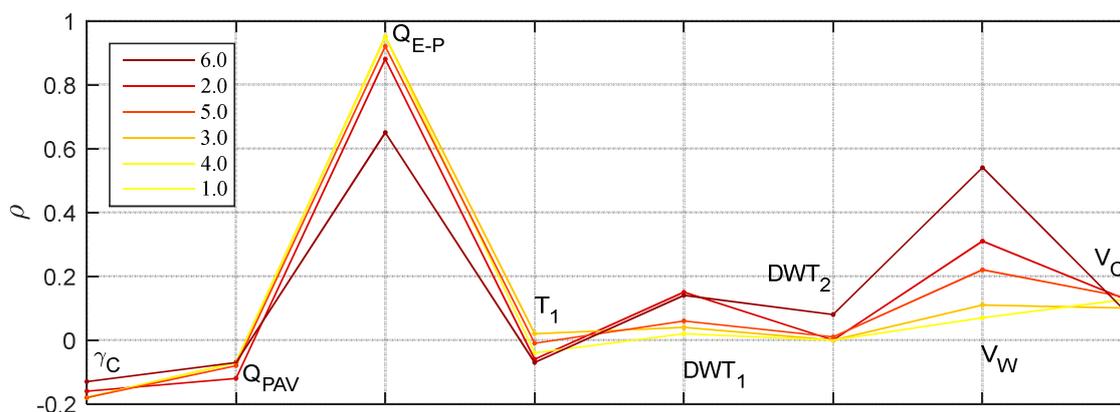


Figura 5.16. Coeficientes de correlação entre os esforços axiais máximos topo das estacas e as variáveis aleatórias de entrada.

5.2.11. Correlação Entre os Esforços Normais e os Momentos e Forças Cortantes nas Estacas Mais Carregadas

Visando futuros cálculos de confiabilidade da estrutura analisada neste trabalho, apresenta-se na Tab. 5.15 os coeficientes de correlação entre os esforços axiais máximos e mínimos e os momentos e forças cortantes a esses associados. Ressalta-se que os eixos y e z referem-se aos eixos locais dos elementos, de acordo com o mostrado na Fig. 4.7.

De modo geral, as correlações mais fortes com as compressões máximas e mínimas verificam-se de forma inversa com os momentos em torno dos eixos locais y, que correspondem ao eixo longitudinal da estrutura, seguidas pelas forças segundo os eixos locais z, que correspondem ao eixo transversal da estrutura.

Tabela 5.15. Coeficientes de correlação entre os esforços axiais máximos e mínimos e os momentos e esforços cortantes associados.

Comb.	M_y	M_z	F_y	F_z	T
$N_{MÍN}$					
1.2	-0,666	-0,015	-0,011	0,504	0,045
2.1	-0,577	-0,023	-0,208	0,219	0,36
3.2	-0,611	-0,003	0,027	0,368	0,009
4.2	-0,64	0,02	0,017	0,375	0,243
5.2	-0,362	0,042	-0,084	0,287	0,071
6.1	-0,706	-0,074	-0,09	0,255	0,099
$N_{MÁX}$					
1.0	0,832	-0,307	-0,078	-0,385	0,668
2.0	0,874	0,289	0,33	-0,367	0,128
3.0	0,843	0,177	0,092	-0,384	-0,069
4.0	0,854	0,082	0,143	-0,388	0,07
5.0	0,853	0,059	0,088	-0,386	0,019
6.0	0,904	0,01	0,033	-0,377	0,031

5.2.12. Comparação com outros trabalhos relacionados

Também se encontra em Viegas (2015) uma busca pelas piores combinações de carregamentos para a mesma estrutura analisada neste trabalho, tendo o autor utilizado o método dos coeficientes parciais de segurança. Porém, o modelo estrutural adotado utilizou elementos de placa simulando a laje em concreto armado e elementos reforçados referentes a vigas transversais, não considerando a ação das estacas-prancha. Mais além, os resultados apresentados pelo autor referem-se às reações de apoio verificadas nos pontos de engastamento das estacas, diferentemente das saídas adotadas neste trabalho. Outros parâmetros referentes aos carregamentos estruturais também foram considerados de formas diferentes daquelas aqui consideradas, tornando inconclusiva uma comparação numérica entre os resultados. No entanto, o autor chega a algumas conclusões semelhantes às encontradas neste trabalho, como a importância das estacas inclinadas na absorção dos carregamentos horizontais e os pequenos valores de torção nas estacas, bem como a relevância da sobrecarga acidental e dos portêineres nos esforços de compressão, entre outras.

De acordo com o memorial de cálculo da estrutura, verifica-se que as estacas foram dimensionadas para compressões máximas de 3.116,22 kN e trações máximas de 1.817,07 kN (valores característicos). Tais valores equivalem-se em ordem de grandeza às compressões (Fig. 5.9, Comb. 6.1) e trações (Fig. 5.12, Comb. 6.0) mais intensas obtidas de forma probabilística neste trabalho. Trata-se de uma comparação pouco precisa, uma vez que as informações apresentadas no referido memorial de cálculo não são suficientes para um entendimento detalhado da metodologia utilizada, principalmente no que tange às combinações de esforços analisadas. Porém, alguns pontos são comuns entre as metodologias utilizadas no projeto e neste trabalho, como as ações consideradas na avaliação da estrutura, os tipos de esforços axiais (tração ou compressão) e localização geométrica das estacas mais carregadas, entre outros. Com isso, conclui-se que a metodologia aqui utilizada foi aplicada adequadamente, gerando resultados condizentes com a realidade da estrutura considerada.

6. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho aplicou-se o método de simulações de Monte Carlo combinado a um modelo estrutural em elementos finitos com o objetivo principal de se obter parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade dos esforços atuantes no topo das fundações de uma estrutura portuária acostável.

Para tanto, 52 combinações de carregamentos foram analisadas probabilisticamente, considerando a variabilidade dos parâmetros de entrada nas simulações referentes às ações estruturais. Como variáveis de saída, foram obtidos os esforços axiais máximos e mínimos nas estacas mais carregadas a cada simulação, bem como os momentos e esforços cortantes a esses associados.

A metodologia utilizada, que fez uso da possibilidade de programação do software ANSYS dentro das simulações de Monte Carlo, mostrou-se uma poderosa ferramenta para a execução de análises probabilísticas de sistemas estruturais. Dessa forma, a metodologia conduziu satisfatoriamente ao alcance dos objetivos propostos, tendo sido apresentados os parâmetros estatísticos (valores médios, desvios padrão, coeficientes de variação e valores máximos) e distribuições de probabilidade para as diversas combinações de carregamentos analisadas. Foram feitas também comparações entre as diversas combinações, verificando-se aquelas que conduzem aos esforços axiais mais intensos nas fundações da estrutura.

Para os esforços axiais mínimos, ou as maiores compressões nas estacas, concluiu-se que a pior combinação de esforços é dada pela situação de dois navios amarrados ao mesmo módulo estrutural, sob ventos externos atuando no sentido transversal, com sobrecarga atuante na estrutura e sem equipamentos. Nessa combinação, para o parâmetro utilizado na comparação das distribuições de esforços, $\mu - 3\sigma$, obteve-se valores de -3288,1 kN. Além de uma tendência para os coeficientes de variação dos esforços axiais mínimos da ordem de 0,09, verificou-se também que as maiores compressões nas estacas podem ocorrer tanto nos elementos inclinados como nos elementos verticais, dependendo das condições probabilísticas dos esforços atuantes.

Para os esforços axiais máximos, verificou-se que nas piores combinações de cada grupo as estacas trabalham sempre à tração. Dessa forma, ocorre tração nas estacas da estrutura para quaisquer arranjos probabilísticos de esforços sempre que atuam essas combinações. A combinação que conduziu às maiores trações também foi a combinação que descreve a estrutura com dois navios amarrados ao mesmo módulo, sob ventos externos transversais, porém sem sobrecarga e equipamentos na estrutura. Para tal combinação obteve-se 1692,7 kN para o parâmetro $\mu + 3\sigma$, sendo

que em todas as piores combinações de carregamentos as estacas mais carregadas foram aquelas inclinadas em direção à retaguarda do cais.

A partir dos resultados obtidos, foi confirmada a importância que as estacas inclinadas possuem para a estrutura analisada, sendo essas as principais responsáveis pela absorção dos esforços horizontais gerados pelas reações da estaca-prancha na viga de retaguarda, variações de temperatura e forças de atracação e amarração.

Comprovando o teorema do limite central, a partir da realização de testes de Komolgorov-Smirnov foi verificado que de modo geral os esforços normais máximos e mínimos das combinações analisadas adequam-se satisfatoriamente a distribuições normais de probabilidade, tendo sido verificadas discrepâncias maiores que a crítica apenas em 5 das 52 combinações de carregamentos analisadas.

Verificou-se também a compatibilidade entre os resultados obtidos e os valores característicos utilizados no dimensionamento das estacas da estrutura, ambos com mesma ordem de grandeza mesmo com as diferenças adotadas nas modelagens estruturais e na inserção dos esforços, comprovando a boa aplicabilidade prática da metodologia utilizada.

Embora o presente trabalho tenha conseguido atingir os seus objetivos, entende-se que a metodologia aqui apresentada carece ainda de evolução em diversos sentidos. Dessa forma, sugere-se para trabalhos futuros a inserção de variabilidades e parâmetros não considerados (ângulos dos cabos de amarração, forças de ventos agindo sobre os equipamentos e estrutura, direção dos ventos, parâmetros dos materiais, ondas e correntes agindo sobre a estrutura, etc.); a análise de outras combinações de carregamentos; o desenvolvimento de modelos específicos para algumas ações em estruturas de terminais de contêineres (sobrecargas acidentais, equipamentos, etc.); a construção de um modelo computacional que descreva a relação entre as diversas combinações de esforços possíveis. Não obstante, a verificação do comportamento das saídas dos momentos fletores e torsões e dos esforços cortantes no topo das estacas também representa um interessante ponto de continuidade do presente trabalho.

Mais além, entende-se que a metodologia utilizada neste trabalho pode ser estendida com a inclusão dentro das programações do ANSYS das expressões e parâmetros para cálculos de confiabilidade, principal objetivo da busca pelos parâmetros estatísticos dos efeitos dos carregamentos apresentada nesta dissertação de mestrado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES AQUAVIÁRIOS (ANTAQ). **Portal eletrônico** <<http://www.antaq.gov.br>>. Acesso em maio de 2016.
- AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES AQUAVIÁRIOS (ANTAQ). **Relatório de atividades 2014**. Brasília, 2015.
- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Engenharia Portuária**. 2ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2009.
- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Obras e gestão de portos e costas: a técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental**. 2ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2009.
- ALONSO, U.R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 2ed. São Paulo: Blucher. 2012.
- AMADORI, T., 2013. **Análise de confiabilidade das fundações da obra de ampliação do cais do Terminal de Contêineres do Porto de Rio Grande (RS) aplicando metodologia Bayesiana**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG).
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). **ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 129: Mooring of Ships to Piers and Wharves**. ASCE, 2014.
- ANG, A. H-S; TANG, W.H. **Probability Concepts in Engineering. Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering**. 2ed. New York: Wiley, 2007.
- ANSYS. **Version 16 – User’s Manual**. Houston: Swanson Analysis System Inc, 2016.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 4ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.
- ARAÚJO, Z.M., 2013. **Projeto estrutural de um cais de paramento fechado**. Projeto de Graduação em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RJ).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980 (VERSÃO CORRIGIDA: 2000).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9782: Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais - Procedimento**. Rio de Janeiro, 1987 (NORMA CANCELADA EM 04/05/2015).

- BECK, A. T., CORRÊA, M.R.S. **New Design Chart for Basic Wind Speeds in Brazil**. Latin American Journal of Solids and Structures. v. 10, p. 707-723, 2013.
- BRITISH STANDARD INSTITUTE (BSI). **BS 6349-1 Maritime structures - Part 1: Code of practice for general criteria**. London, 2000.
- BRITISH STANDARD INSTITUTE (BSI). **BS 6349-4 Part 4: Code of practice for design of fendering and mooring systems**. London, 1994.
- BROLSMA, J.U., HIRS, J.A., LANGEVELD, J.M. On fender design and berthing velocities. **24th International Navigation Congress**. PIANC, Leningrad, s. II-4, p. 87-100, 1977.
- COMMITTEE FOR WATERFRONT STRUCTURES HARBOURS AND WATERWAYS. **Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways**. 8th ed. Hannover, 2005.
- COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge**. Computers & Structures, Inc, 2015.
- CONTAINER MAGAZINE. **Revista Eletrônica**. <http://container-mag.com/>. Acesso em outubro de 2016.
- DAVISSON, M. T., ROBINSON, K. E. Bending and Buckling of Partially Embedded Piles. **Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1965**. p. 243 – 246, 1965.
- FANTI, F.D., 2007. **Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais de contêineres para contêineres**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP).
- FENDERTEAM. **Manual para projeto de defesa**. Fenderteam, 2014. Disponível em <www.fenderteam.com>.
- FENTEK MARINE FENDERING SYSTEMS. **Super Cone Fenders Catalogue**. Fentek, 2000. Disponível em <<http://www.rigmarine.com/>>.
- GAYTHWAITE, J. W. **Design of Marine Facilities for the Berthing, Mooring and Repair of Vessels**. Reston, Virginia, ASCE Press, 2004.
- INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. **Portal Eletrônico** <www.inmet.gov.br>. Acesso em agosto de 2016.

- JANSSEN, H. Monte-Carlo based uncertainty analysis: Sampling efficiency and sampling Convergence. **Reliability Engineering and System Safety**, v. 109, p. 123-132, 2013.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS). Probabilistic Model Code. 2001.
- JÚNIOR, W.J.A., 2006. **Projeto de píer de um terminal de contêineres – Estudo de caso**. Projeto de Graduação em Engenharia Civil. Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ).
- KIM, N.-H., SANKAR, B. V. **Introdução à Análise e ao Projeto em Elementos Finitos**. Rio de Janeiro: LTC, 2011.
- LEAL, M. M. G. G., 2011. **Dimensionamento de defensas marítimas: Aplicação ao caso do terminal portuário Tecondi do porto de Santos, Brasil**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Hidráulica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- LIEBHERR. **Technical Description Ship to Shore Gantry Cranes**. Disponível em <<http://www.liebherr.com>>.
- MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010.
- MASON, J. **Obras Portuárias**. Rio de Janeiro: Campus, 1981.
- MASON, J. **Princípios diretores do projeto e cálculo dos elementos de proteção contra impacto e de fixação das embarcações nas estruturas marítimas**. Rio de Janeiro, 1968.
- MOTA, T. J. P., 2013. **Projeto de um pórtico de cais para contentores**. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- NOWAK, A. S., COLLINS, K.R. **Reliability of structures**. USA: The McGraw-Hill Companies, 2000.
- OIL COMPANIES INTERNATIONAL MARINE FORUM (OCIMF). **Estimating The Environmental Loads On Anchoring Systems**. 2000.
- OIL COMPANIES INTERNATIONAL MARINE FORUM (OCIMF). **Mooring Equipment Guidelines**. 2ed, 1997.

- OLINTO, C. R., PINTO, W. T., HALAL, M. B. Avaliação do potencial eólico da região costeira do extremo sul do Rio Grande do Sul. **II Congresso Nacional de Engenharia Mecânica (CONEM)**. 2002.
- PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES (PIANC). **Guidelines for the Design of Fenders**. 2002.
- PINHEIRO, L. C. L., 2013. **Análise Probabilística de Estruturas Portuárias Reforçadas com Compósitos de Fibras de Carbono**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG).
- REAL, M. V., 2000. **Análise Probabilística de Estruturas de Concreto Armado, Sob Estado Plano de Tensão, Através do Método dos Elementos Finitos**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).
- ROCHA, R. G., 2014. **Análise de confiabilidade de vigas portuárias de concreto protendido**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG).
- RODY, H. A., 2010. **Análise Numérica de uma Estrutura de Cais por Dois Modelos de Representação do Solo**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ).
- SANTOS, J.P.L., 2013. **Construção com caixotões pré-fabricados vs. Cais sobre estacas em obras marítimas. Caso de estudo – Ampliação do cais do terminal XXI**. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico Lisboa.
- SECRETARIA DE ENERGIA, MINAS E COMUNICAÇÕES DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL (SEMC/RS). **Atlas eólico: Rio Grande do Sul** / elaborado por Odilon A. Camargo. Porto Alegre: SEMC, 2002.
- SHAPIRO, L. K., SHAPIRO, J. P. **Cranes and Derricks**. 4th ed. USA: The McGraw-Hill Companies, 2011.
- SUPERINTENDÊNCIA D PORTO DO RIO GRANDE (SUPRG). **Portal eletrônico** <<http://www.portoriogrande.com.br>>. Acessado em outubro de 2016.

- TAN, H. **Simulation and Modelling Methodologies, Technologies and Applications**. WIT Press, 2014.
- TEREX. **Mobile Harbour Crane Catalogue**. Disponível em <<http://www.terexcranes.com>>
- TERMINAL DE CONTEINERES DO PORTO DO RIO GRANDE (TECON Rio Grande). **Memorial de Cálculo e Projeto da obra de ampliação do terminal**.
- TERMINAL DE CONTEINERES DO PORTO DO RIO GRANDE (TECON Rio Grande). **Portal eletrônico** <<http://www.teconline.com.br>>. Acessado em agosto de 2016.
- THORESEN, C. A. **Port's Design Handbook**. 3ed. London: ICE Publishing, 2014.
- TRELLEBORG MARINE SYSTEMS. **Fender Design**. 2007. Disponível em <www.trelleborg.com/marine>.
- TSINKER, G. P. **Handbook of Port And Harbor Engineering: geotechnical and structural aspects**. New York: Chapman & Hall, 1997.
- TSINKER, G. P. **Port Engineering – Planning, construction, maintenance and security**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2004.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Unified Facilities Criteria UFC 4-152-01 - Design: Piers and Wharves**. 2012.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Unified Facilities Criteria UFC 4-159-03 - Design: Moorings**. 2016.
- UEDA, S. Study in Berthing Impact Forces on Very Large Crude Oil Carriers. **Japanese Port and Harbour Research Institute**, v. 20, n. 2, 1987.
- VASCO COSTA, F. The Berthing Ship. **The Dock and Harbour Authority**. v. 45, nos. 523. 524 e 525. 1964.
- VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- VERSTEEGT, G., 2013. **Berthing loads in structural design**. Validation of partial factors. Dissertação de Mestrado, Delft University Technology.

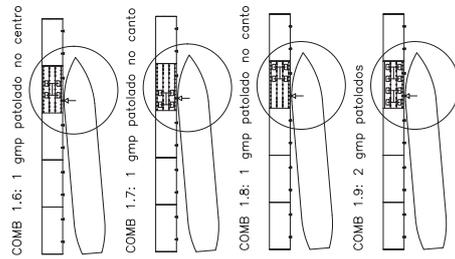
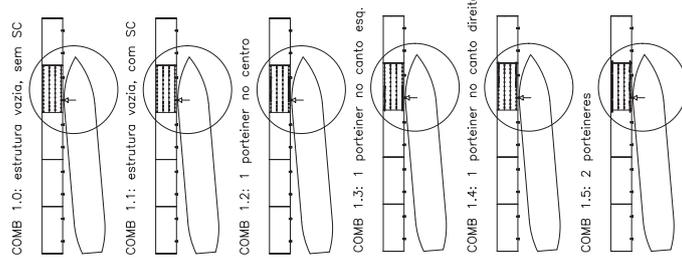
VIEGAS, C. H. H., 2015. **Análise dos esforços em estacas de um cais de contêineres de paramento aberto**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG).

ZIENKIEWICZ, O. C. **The finite element method**. 3ed. England: McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, 1977.

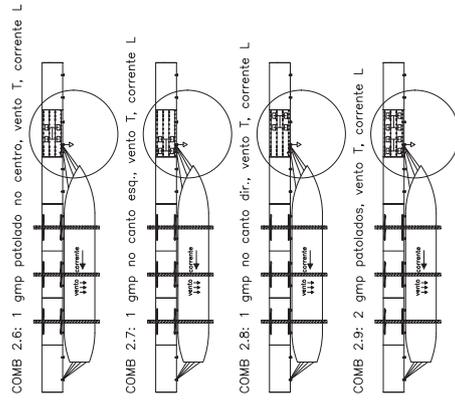
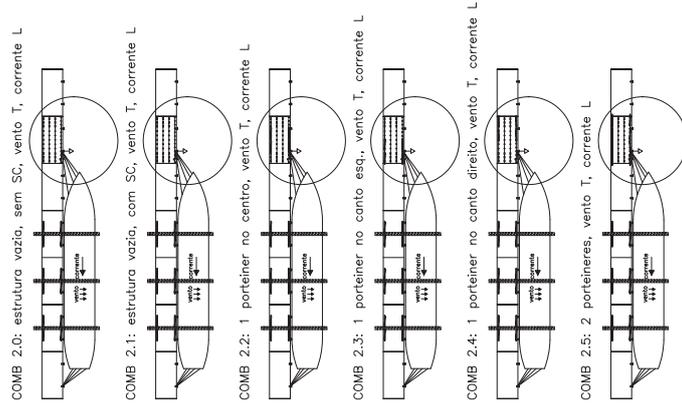
APÊNDICE 1 – ARRANJOS DE CARREGAMENTOS

Pranchas em anexo (três).

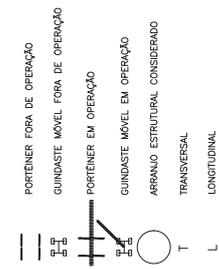
COMBINAÇÕES 1 – ATRACAÇÃO



COMBINAÇÕES 2 – OPERAÇÃO, 1 NAVIO AMARRADO (com lançantes)



LEGENDA



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE - FURG
 PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA
 DISSERTAÇÃO DE MESTRADO
 ANÁLISE PROBABILÍSTICA DOS ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES DE UM
 CASQUE CONTINENTES

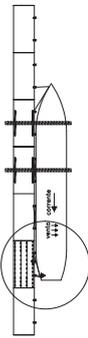
ALUNO: André Ferreira Ramos
 ORIENTADOR: Mauroza Vazconcelos Iteal

FEV. 2018

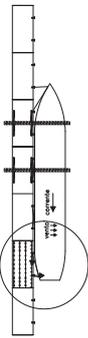
01

COMBINAÇÕES 3 – OPERAÇÃO, 1 NAVIO AMARRADO (com espringues)

COMB 3.0: estrutura vazia, sem SC, vento T, corrente L



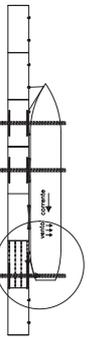
COMB 3.1: estrutura vazia, com SC, vento T, corrente L



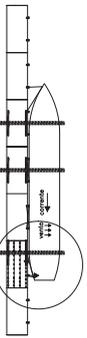
COMB 3.2: 1 porteiner no centro, vento T, corrente L



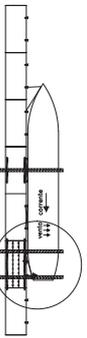
COMB 3.3: 1 porteiner no canto esquerdo, vento T, corrente L



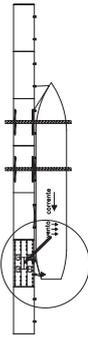
COMB 3.4: 1 porteiner no canto direito, vento T, corrente L



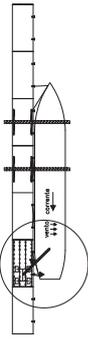
COMB 3.5: 2 porteineres, vento T, corrente L



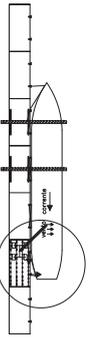
COMB 3.6: 1 gmp no centro, vento T, corrente L



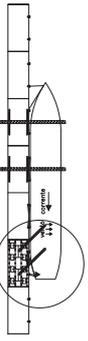
COMB 3.7: 1 gmp no canto esquerdo, vento T, corrente L



COMB 3.8: 1 gmp no canto direito, vento T, corrente L

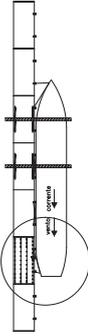


COMB 3.9: 2 gmp, vento T, corrente L

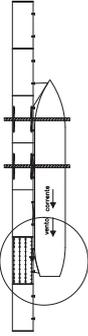


COMBINAÇÕES 4 – OPERAÇÃO, 1 NAVIO AMARRADO (com espringues)

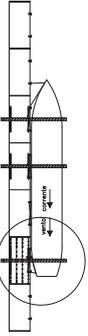
COMB 4.0: estrutura vazia, sem SC, vento e corrente L



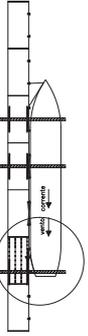
COMB 4.1: estrutura vazia, com SC, vento e corrente L



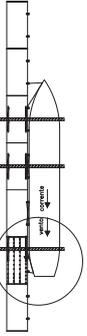
COMB 4.2: 1 porteiner no centro, vento e corrente L



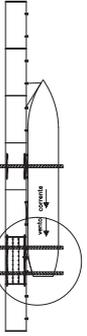
COMB 4.3: 1 porteiner no canto esquerdo, vento e corrente L



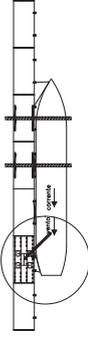
COMB 4.4: 1 porteiner no canto direito, vento e corrente L



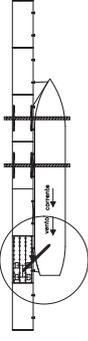
COMB 4.5: 2 porteineres, vento e corrente L



COMB 4.6: 1 gmp no centro, vento e corrente L



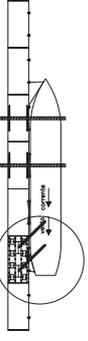
COMB 4.7: 1 gmp no canto esquerdo, vento e corrente L



COMB 4.8: 1 gmp no canto direito, vento e corrente L



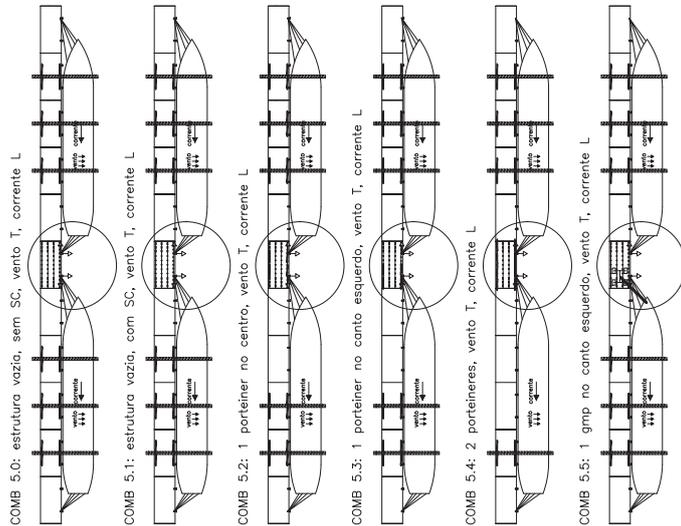
COMB 4.9: 2 gmp, vento e corrente L



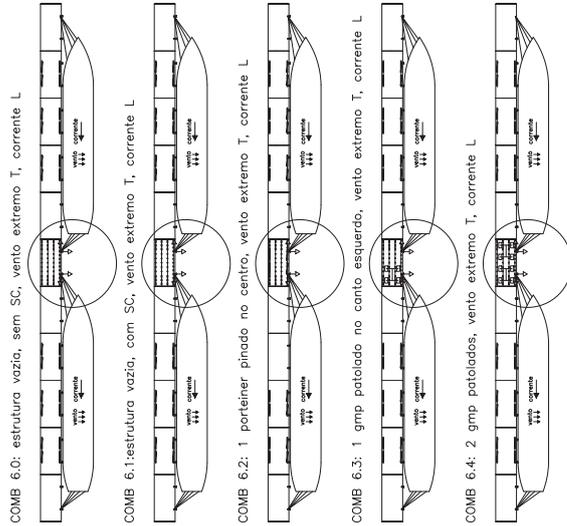
LEGENDA



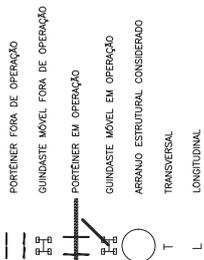
COMBINAÇÕES 5 – OPERAÇÃO, DOIS NAVIOS AMARRADOS



COMBINAÇÕES 6 – VENTOS EXTREMOS, DOIS NAVIOS AMARRADOS



LEGENDA



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE - FURG
 PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA
 ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE RISCOS EM OPERAÇÕES DE UM

ALUNO: Rafael Pereira Ramos
 ORIENTADOR: Alexandre Aguiar de Azeiteiro de Azeiteiro
 TÍTULO: Análise Probabilística de Riscos em Operações de Um

FEV. 2020
 MAR. 2019
 03