FÁBIO DOLLINGER FANTI

**CONCEPÇÃO, MÉTODOS CONSTRUTIVOS E
DIMENSIONAMENTO DE TERMINAIS PARA CONTÊINERES**

São Paulo

2007

FÁBIO DOLLINGER FANTI

**CONCEPÇÃO, MÉTODOS CONSTRUTIVOS E
DIMENSIONAMENTO DE TERMINAIS PARA CONTÊINERES**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
título de mestre em engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi

São Paulo

2007

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 10 de dezembro de 2007.

Assinatura do autor:

Assinatura do orientador:

FICHA CATALOGRÁFICA

Fanti, Fábio Dollinger

**Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais para contêineres / F.D. Fanti. -- São Paulo, 2007.
171 p.**

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Obras portuárias 2.Terminais de carga 3.Estruturas (Concepções; Modelos) 4.Sistemas e processos construtivos I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

AGRADECIMENTOS

A Deus.

Ao meu orientador e amigo, prof. Fernando Rebouças Stucchi, pela ajuda na clareza e no direcionamento das idéias.

Ao amigo e prof. Kalil José Skaf, que foi meu co-orientador. Prestou uma grande colaboração no trabalho com seu conhecimento técnico na área portuária.

A engenheira Thais Filogônio, pela contribuição na construção dos modelos e pela sua experiência como projetista de portos.

Ao engenheiro Werner Bilfinger, pela sua colaboração, especialmente na área de Geotecnia.

A EGT, empresa a qual trabalho, que proporcionou os tempos livres para que pudesse fazer a pesquisa e concluir o trabalho. Amplio também a todos os amigos da EGT que me ajudaram de forma indireta.

A Construtora Andrade Gutierrez, pela visita concedida durante a obra TECON-III no Porto de Santos e também pelo material disponibilizado.

A Santos Brasil, empresa responsável pela operação no Terminal de Contêineres do Porto de Santos, pela visita concedida e pelo material disponibilizado.

Aos meus pais, Mauro e Martha e aos meus irmãos, Nádía e Bruno, pela paciência que tiveram nos momentos de estudo.

RESUMO

O presente trabalho pretende mostrar, as principais etapas de projeto de uma obra portuária, mais especificamente, um terminal de contêineres (cais e retroárea).

Para tanto, foi feita uma pesquisa dos tipos estruturais existentes para entender melhor a evolução das estruturas ao longo do tempo e quais tipos adequam-se melhor em cada situação.

Para cada função a que o porto se destina, existe um conjunto de ações e combinações muito particulares a considerar. Assim, um terminal de contêineres é muito diferente de um terminal petroleiro. Portanto, procurou-se mostrar os tipos de carregamentos mais importantes num terminal de contêineres, que é objeto deste trabalho, levando-se em conta critérios das Normas NBR-9782 e NBR-8681.

Outro fator de grande peso nos projetos portuários e que não poderia ficar de fora, está ligado às fundações, principalmente aos problemas geotécnicos envolvidos. Para tanto, procurou-se dar uma visão geral dos principais problemas até hoje encontrados e comentar algumas soluções em cada caso.

Por fim, foi proposto um método de modelagem simplificado para um tipo estrutural muito utilizado hoje em dia (sistema de lajes e vigas premoldadas solidarizadas apoiadas sobre estacas) através de um conjunto de modelos planos e um modelo espacial de checagem.

ABSTRACT

The present paper intends to show the main stages of port design, particularly, a container terminal (quay and back area).

Therefore, it was done a research about the current structures types so it can be better to understand the development process of these structures during the years and which types are more appropriate to each condition.

For each function of the port there are particulars actions and combinations to consider. However, a container terminal is very different from a petroleum one. Therefore, it intended to show the most important types from a container terminal, which is the aim of this research, considering the NBR-9782 and NBR-8681 rules recommendations.

Another important fact, which has to be mentioned, is about the foundations, especially those related to geotechnical issues involved. Therefore, it was intended to present a general view of the main problems found so far and discuss some solutions for each case.

Finally, it was suggested a method to model a kind of structure very used nowadays (a marble slab system and premolded beams settled over piles) through a group of model plans a checking space model.

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Metodologia de Trabalho	1
1.3	Breve Histórico da Construção de Portos no Brasil	2
1.4	Importância da Escolha do Tema	5
1.5	Breve Comentário Sobre Durabilidade	6
2	Operação Portuária – Movimentação e Armazenamento de Contêineres	7
2.1	Conceito de Porto	7
2.2	Características de um Terminal de Contêineres	9
2.2.1	Características do Cais e Retroárea	13
2.2.2	Características dos Equipamentos de Operação	14
3	Concepção de Obras de Acostagem - Estrutura e Métodos Construtivos	21
3.1	Considerações Gerais	21
3.2	Estruturas Verticais com Paramentos Aberto e Fechado	24
3.2.1	Estruturas com Paramento Aberto	25
3.2.2	Estruturas com Paramento Fechado	30
3.2.2.1	Muros de Gravidade	30
3.2.2.2	Paredes de Estaca Prancha Simples	42
3.2.2.3	Paredes de Estaca Prancha com Plataforma de Alívio	47
3.3	Exemplo de um Método Construtivo para Terminal de Contêineres	49
3.4	Alguns Detalhes Importantes a Considerar	55
4	Estudo das Ações nas Estruturas de Acostagem	59
4.1	Carregamento Permanente	60
4.2	Carregamento Variável	60
4.2.1	Vertical	60
4.2.2	Horizontal	61
4.2.2.1	Atracação	62
4.2.2.2	Amarração	67
4.2.2.3	Defensas	72

4.3 Ações Ambientais.....	78
4.3.1 Ventos	78
4.3.2 Temperatura.....	79
4.3.3 Correntes Marítimas.....	79
4.3.4 Ondas	79
4.4 Carregamento devido ao Empuxo de Solo	80
4.5 Considerações sobre as Combinações dos Carregamentos.....	80
5 Fundações	86
5.1 Introdução	86
5.2 Considerações Iniciais Sobre Investigação do Solo	87
5.3 Tipos de Estacas – Descrições	89
5.3.1 Estacas de Concreto	90
5.3.2 Estacas Metálicas.....	92
5.3.3 Estacas Mistas.....	93
5.4 Capacidade de Carga nas Estacas.....	95
5.4.1 Métodos Estáticos	98
5.4.2 Provas de Carga	101
5.4.2.1 Prova de Carga Estática	101
5.4.2.2 Prova de Carga Dinâmica.....	102
5.4.3 Métodos e Controle da Cravação de Estacas.....	102
5.4.3.1 Métodos de Cravação.....	102
5.4.3.2 Controle de Cravação.....	105
5.5 Atrito Negativo nas Estacas em Terrenos Argilosos.....	106
5.6 Pressões Laterais em Estacas	107
5.7 Empuxos de Solo.....	110
5.8 Estabilidade Global	113
5.9 Análise dos Elementos de Fundação na Fase de Transporte	115
5.10 Tirantes em Solo.....	116
6 Modelagem Estrutural	120
6.1 Considerações Gerais	120
6.2 Carregamentos.....	122
6.2.1 Peso Próprio.....	122
6.2.2 Cálculo da Retração / Temperatura.....	123
6.2.3 Sobrecarga Distribuída e Equipamentos	124

6.2.4 Cálculo da Atracação e Amarração.....	126
6.3 Análise dos Modelos Planos	130
6.3.1 Modelo Transversal para Carga Vertical - Fauchart.....	131
6.3.2 Modelo Longitudinal Aporticado (Cargas Verticais e Horizontais).....	141
6.3.3 Modelo Transversal Aporticado (Cargas Verticais e Horizontais).....	144
6.3.4 Modelos Horizontais de Distribuição das Cargas Horizontais – Transversal e Longitudinal.....	146
6.3.5 Conclusões dos Modelos Planos.....	148
6.4 Análise do Modelo em Grelha	151
6.5 Análise de um Modelo Espacial Reduzido	155
6.6 Resultados Obtidos	158
6.7 Dimensionamento.....	162
7 Considerações Finais	164
7.1 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	166
BIBLIOGRAFIA.....	167
ANEXOS	172

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – CARACTERÍSTICAS DOS CONTÊINERES (ALFREDINI, 2005).....	10
FIGURA 2.2 – DIMENSÕES DOS CONTÊINERES.	10
FIGURA 2.3 - LAY-OUT DE UM TERMINAL TÍPICO DE CONTÊINERES (AGERSCHOU, 1983).....	11
FIGURA 2.4 – TERMINAL MISTO DE CONTÊINERES E CARGA GERAL, TIPO RO-RO – (AGERSCHOU, 1983).....	11
FIGURA 2.6 – TERMINAL TIPO LO-LO (AGERSCHOU, 1983)	12
FIGURA 2.7 – VISTA DO CAIS E A CONSTRUÇÃO DA RETROÁREA ESTRUTURADA DO TERMINAL DE CONTÊINERES (TECON-3) NO PORTO DE SANTOS (ANDRADE GUTIERREZ, 2006).	14
FIGURA 2.8– GUINDASTE SOBRE TRILHOS - PORTÊINER, PARA CARGA E DESCARGA DE CONTÊINERES DO NAVIO (SANTOS BRASIL, 2006).....	15
FIGURA 2.10 – GUINDASTE SOBRE TRILHOS – TRANSTÊINER, PARA CARGA E DESCARGA DE CONTÊINERES DOS TRENS (SANTOS BRASIL, 2006)	17
FIGURA 2.11 – GUINDASTE SOBRE PNEUS – RTG “ <i>RUBBER TYRED GANTRY</i> ” (SANTOS BRASIL, 2006)	18
FIGURA 2.13– CARRETA PARA TRANSPORTE DE CONTÊINERES DE 40 PÉS (SANTOS BRASIL, 2006)	19
FIGURA - 3.1 –ESTRUTURAS DE PARAMENTO ABERTO - A) ESTRUTURA ATIRANTADA. B) ESTRUTURA COM ESTACA INCLINADA (AGERSCHOU, 1981).	26
FIGURA - 3.2– CAIS COM PARAMENTO ABERTO, TIRANTE E PROTEÇÃO DO TALUDE (AGERSCHOU, 1983).....	27
FIGURA - 3.4– AS FIGURAS MOSTRAM EROÇÃO NO TALUDE SOB A OBRA DEVIDO A AÇÃO DAS ONDAS E DEVIDO AO PROPULSOR DO NAVIO (THORESEN, 1988).	28
FIGURA - 3.5– CAIS COM PARAMENTO ABERTO E ESTACA INCLINADA (AGERSCHOU, 1983).	29
FIGURA - 3.6– PARAMENTO FRONTAL FECHADO COM MUROS DE GRAVIDADE – BLOCOS DE CONCRETO, CAIXÃO E SEÇÃO CELULAR (AGERSCHOU, 1983).....	31
FIGURA - 3.7– SEÇÃO TÍPICA PARA PAREDES FORMADA COM DE BLOCOS DE CONCRETO (QUINN, 1972).....	31
FIGURA - 3.8– ALTERNATIVA PARA TROCA DE SOLO MOLE DA FUNDAÇÃO (THORENSEN, 1988).....	33
FIGURA - 3.9– ALTERNATIVA COM ESTACAS DE PEDRA (THORENSEN, 1988).....	33
FIGURA - 3.10– PAREDES DE CONCRETO ARMADO COM CONTRAFORTES (THORENSEN, 1988).....	34
FIGURA - 3.11– PAREDE EM CAIXÃO DE CONCRETO ARMADO (THORENSEN, 1988).....	35
FIGURA - 3.12– SEÇÃO TÍPICA DE PAREDE EM CAIXÃO CELULAR DE CONCRETO ARMADO PREENCHIDO COM AREIA (AGERSCHOU, 1983)	36
FIGURA - 3.13– DIMENSÕES DAS ESTACAS PRANCHA CELULARES (THORESEN, 1988)	37
FIGURA - 3.14– DIMENSÕES DAS PAREDES CELULARES DE ESTACA PRANCHA.(.)	38
FIGURA - 3.15– PAREDE CELULAR DE ESTACA PRANCHA.....	39
FIGURA - 3.16– PAREDES DE ESTACA PRANCHA SIMPLES (AGERSCHOU, 1983).....	43
FIGURA - 3.17– PAREDES DE ESTACA PRANCHA COM PLATAFORMA DE ALÍVIO (AGERSCHOU, 1983).....	43
FIGURA - 3.18- PAREDES DE ESTACA PRANCHA COM UM NÍVEL DE TIRANTE E VARIAÇÃO NO COMPRIMENTO DA FICHA (AGERSCHOU, 1983)	45
FIGURA - 3.19– PAREDES DE ESTACA PRANCHA COM DOIS NÍVEIS DE TIRANTE (AGERSCHOU, 1983).....	46
FIGURA - 3.20– ESTRUTURA DE PARAMENTO FECHADO COM PLATAFORMA DE ALÍVIO (AGERSCHOU, 1983).....	48

FIGURA - 3.21– CRAVAÇÃO DE ESTACAS SOBRE FLUTUANTE (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)	50
FIGURA - 3.22– EXECUÇÃO DO ARRASAMENTO EM UMA DAS ESTACAS NO TECON-III (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)	51
FIGURA - 3.23– PLACA DE APOIO SOBRE A ESTACA COM SEU INTERIOR CONCRETADO (1ª FASE) (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)	52
FIGURA - 3.24– LANÇAMENTO DAS VIGAS PREMOLDADAS SOBRE AS ESTACAS (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)	52
FIGURA - 3.25– CONCRETAGEM “IN LOCO” (3ª FASE) ENTRE AS LAJES PREMOLDADAS (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)	53
FIGURA - 3.26– VISTA ACABADA DE PARTE DA ESTRUTURA DA RETROÁREA DO TECON-III JUNTO AO CAIS (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)	53
FIGURA - 3.27– DETALHE DAS SEQÜÊNCIAS DE CONCRETAGEM (EGT ENGENHARIA)	54
FIGURA - 3.28– VISTA DA PRÉ-CARGA COM BRITA NA PARTE SUPERIOR DO ATERRO NA REGIÃO DA RETROÁREA DO TECON-III NO PORTO DE SANTOS (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)	54
FIGURA - 3.29– EXEMPLO DE DETALHE DE LIGAÇÃO ENTRE A VIGA DE COROAMENTO E A PAREDE DE ESTACA-PRANCHA (EAU, 1996)	55
FIGURA - 3.30– VISTA EM ELEVÇÃO, CORTE TRANSVERSAL E CORTE SUPERIOR DA LIGAÇÃO ENTRE VIGA DE COROAMENTO E PAREDE DE ESTACA-PRANCHA (EAU, 1996)	56
FIGURA - 3.31– ANCORAGEM AUXILIAR NO TOPO DA PAREDE PARA DIMINUIÇÃO DO SEU BALANÇO (EAU, 1996)	56
FIGURA - 3.32– A) ROSCA SEM AUMENTO DO DIÂMETRO. B) ROSCA COM AUMENTO DO DIÂMETRO (EAU, 1996)	57
FIGURA - 3.33– LIGAÇÃO ENTRE TIRANTE A PERFIL METÁLICO (EAU, 1996)	57
FIGURA - 4.1 – DIMENSÕES BÁSICAS DO NAVIO.	62
FIGURA - 4.2 – NAVIO EM LASTRO E EM CARGA, RESPECTIVAMENTE NAS MARÉS MÁXIMA E MÍNIMA.	63
FIGURA - 4.3 – SITUAÇÃO GENÉRICA PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE EXCENTRICIDADE DO NAVIO.	64
FIGURA - 4.4 – GRAUS DE LIBERDADE DO NAVIO.	67
FIGURA - 4.5 – EXEMPLO DE LAYOUT PARA OS CABOS DE AMARRAÇÃO (MASON, 1981)	68
FIGURA - 4.6 – ÁREAS DE INFLUÊNCIA DO NAVIO PARA O VENTO (MASON, 1981)	70
FIGURA - 4.7 – ÁREAS DE INFLUÊNCIA DO NAVIO PARA AS CORRENTES MARÍTIMAS (MASON, 1981)	70
FIGURA - 4.8 – DEFENSA DEVE IMPEDIR O CONTATO VERTICAL DO CASCO DO NAVIO COM A ESTRUTURA (BRIDGESTONE CATALOGUE)	73
FIGURA - 4.9 – DEFENSA DEVE IMPEDIR O CONTATO HORIZONTAL DO CASCO DO NAVIO COM A ESTRUTURA (BRIDGESTONE CATALOGUE)	73
FIGURA - 4.10 – EXEMPLO DE CURVA DE ENERGIA POR DE FORÇA DE REAÇÃO PARA DEFENSA TIPO ARCH (BRIDGESTONE CATALOGUE)	74
FIGURA - 4.11 – DEFENSA TIPO ARCH (BRIDGESTONE CATALOGUE)	74
FIGURA - 4.12 – DETALHE DE INSTALAÇÃO DA DEFENSA (BRIDGESTONE CATALOGUE)	75
FIGURA - 4.13 – CURVA DE ABSORÇÃO E RESTITUIÇÃO DE ENERGIA DAS DEFENSAS (MASON, 1981)	75
FIGURA - 4.14 – DEFENSAS DE GRAVIDADE COM OPERAÇÃO NA VERTICAL (MASON, 1981)	77
FIGURA - 4.15 – DEFENSAS DE GRAVIDADE COM OPERAÇÃO NA HORIZONTAL (MASON, 1981)	77
FIGURA 5.1 – TRÊS SITUAÇÕES POSSÍVEIS, MAIS COMUNS, DE ESTACAS MISTAS (ALONSO, 1998)	94
FIGURA 5.2 – EXEMPLO DE PREENCHIMENTO DE CONCRETO NA ESTACA PARA UMA DETERMINADA SITUAÇÃO.	95

FIGURA 5.3 – DETALHE DO CAPACETE METÁLICO (ALONSO, 1998)	103
FIGURA 5.4 – EXEMPLO DE UM MARTELO DE CRAVAÇÃO E O GUINDASTE DE APOIO (ALONSO, 1998)	104
FIGURA 5.5 – ESQUEMA DO ATRITO NEGATIVO NAS ESTACAS IMERSAS EM SOLOS MOLES (TSCHEBOTARIOFF, 1978)	107
FIGURA 5.6 – ESQUEMA DO CARREGAMENTO UNILATERAL NO TRECHO DE ESTACA IMERSO EM SOLO MOLE PROPOSTO POR TSCHEBOTARIOFF (VELOSO, 2001)	108
FIGURA 5.7 – DEFINIÇÕES GEOMÉTRICAS DE ACORDO COM DE BEER-WALLAYS (VELOSO, 2001)	109
FIGURA 5.8 – EXEMPLO DE ESQUEMA GERAL PARA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL (MASON, 1981) .	114
FIGURA 5.9 – ESQUEMAS DE PONTOS DE IÇAMENTO NAS ESTACAS PARA DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO (COSTA, 1956)	115
FIGURA 5.10 – ESQUEMA PARA ESTOCAGEM DAS ESTACAS (COSTA, 1956)	116
FIGURA 5.11 – EXEMPLO DE UM MÉTODO DE PROTEÇÃO DE TIRANTES QUANDO O TERRENO É SUBMETIDO A RECALQUES (TSCHEBOTARIOFF, 1978)	118
FIGURA 5.12 – ESQUEMA TÍPICO DE TIRANTE EM SOLO (NBR - 5629)	118
FIGURA 5.13 – DETALHE TÍPICO DA CABEÇA DO TIRANTE (NBR - 5629)	119
FIGURA 5.14 – TIPOS DE ANCORAGEM PARA CORTINAS (TSCHEBOTARIOFF, 1978)	119
TABELA 6-1 – VALORES MÁXIMOS DE REAÇÃO E ENERGIA PARA OS TIPOS DE DEFENSA SUC 1150H, CONSIDERANDO DEFORMAÇÃO DE 55% (BRIDGESTONE CATALOGUE)	128
FIGURA - 6.9 – CURVA DA DEFENSA DO TIPO SUC 1150H – ENERGIA ABSORVIDA X FORÇA DE REAÇÃO (BRIDGESTONE CATALOGUE)	128
FIGURA - 6.32 – MODELO EM GRELHA - VISTA SUPERIOR	151
FIGURA - 6.33 – MODELO EM GRELHA - CORTE TRANSVERSAL	152
FIGURA - 6.35 – VISTA GERAL DO MODELO ESPACIAL REDUZIDO	156
FIGURA - 6.36 – SEÇÃO TRANSVERSAL DO MODELO ESPACIAL	156

LISTA DE SÍMBOLOS

A = área do obstáculo normal à direção do fluido;
 A_{cl} = área de influência do navio para corrente longitudinal;
 A_{ct} = área de influência do navio para corrente transversal;
 A_{vl} = área de influência do navio para vento longitudinal;
 A_{vt} = área de influência do navio para vento transversal;
 B = boca do navio;
 C_e = coeficiente de excentricidade;
 C_r = coeficiente de rigidez;
 D = calado do navio;
 DWT = “*deadweight*” do navio;
 e = coeficiente de restituição da defesa;
 E = módulo de elasticidade do concreto;
 E_a = energia absorvida pela defesa;
 E_c = energia cinética característica nominal;
 E_{cd} = energia cinética de cálculo;
 F = forças externas;
 F_{atrac} = força de atracação do navio;
 F_c = força de corrente exercida sobre o navio;
 F_{gl} = força global exercida por um fluido em movimento sobre um obstáculo;
 $F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;
 $F_{Qi,k}$ = valor característico da ação variável considerada secundária para a combinação;
 $F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;
 g = aceleração da gravidade;
 G = módulo transversal do concreto;
 H = profundidade da bacia;
 I = momento de inércia à flexão;
 I_t = momento de inércia à torção;
 K = coeficiente de forma;
 K_{cl} = coeficiente de forma para corrente longitudinal;
 K_{ct} = coeficiente de forma para corrente transversal;
 K_m = rigidez da estaca;

K_{mod} = rigidez do módulo estrutural;

K_v = rigidez vertical da viga;

K_θ = rigidez à rotação da viga;

L = comprimento total do navio;

l = distância entre o ponto de contato e o centro de gravidade do navio, medido paralelamente à linha de atracação;

l_{eq} = comprimento de viga equivalente;

L_{OA} = comprimento entre extremos perpendiculares do navio;

M_1 = massa de água deslocada pelo navio;

M_2 = massa de água adicional;

P = pontal do navio;

r = raio de giro do navio;

R = resistência do meio fluido ao movimento do navio;

U = velocidade à deriva do navio;

V = velocidade de atracação do navio;

v = velocidade de escoamento do fluido;

V_{atrac} = velocidade de atracação do navio;

V_c = velocidade da corrente marítima;

V_v = velocidade do vento;

W – deslocamento do navio;

θ_c = ângulo formado pela corrente com a direção longitudinal do navio;

ρ = densidade do fluido;

ρ_{mar} = peso específico do mar;

ψ_{0j} = valor de redução para cada uma das demais ações variáveis.

1 Introdução

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo apresentar, sob o ponto de vista de projeto, uma obra portuária, mais especificamente, um terminal de contêineres (cais e retroárea).

Serão discutidos alguns tipos estruturais para terminais de contêineres e seus métodos construtivos.

Será proposto um método de modelagem estrutural através de um conjunto de modelos planos, um modelo em grelha e um modelo espacial de checagem incluindo sempre a interação solo-estrutura.

Ao longo do desenvolvimento do trabalho, na medida da necessidade, serão comentados eventuais problemas que possam influenciar na fase de projeto e durante a execução da obra.

1.2 Metodologia de Trabalho

Primeiramente será introduzido o conceito de porto e logo depois será discutida a operação portuária num terminal de contêineres. É importante essa discussão inicial para que se possa apresentar de que forma o aspecto funcional influi nos tipos estruturais.

Em seguida serão estudados alguns tipos existentes mais comuns de estruturas e suas características.

As ações que incidem na estrutura desse tipo de obra são bem específicas e importantes, por isso será dada uma atenção especial a elas. Também serão discutidos os textos das Normas NBR9782/1987 – “Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas e Fluviais” e NBR-8681 – “Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento”.

Como as condições geotécnicas influenciam de forma significativa na escolha do tipo de estrutura, serão discutidos os problemas mais comuns de geotecnia, bem como alguns aspectos da fundação desse tipo de obra.

Por fim, será feito um estudo completo de modelagem e dimensionamento de um cais para contêineres. Para análise dessa estrutura, será feito um conjunto de modelos planos, um modelo em grelha e um modelo espacial, todos em programa de elementos finitos.

Os modelos planos são importantes para a análise inicial da estrutura, pois são modelos simplificados, facilitam a interpretação dos resultados pelo projetista para a fase de pré-dimensionamento e servem de instrumento para calibrar o modelo espacial.

Com o modelo espacial pode-se refinar os cálculos feitos anteriormente no pré-dimensionamento pelos modelos planos.

Portanto, pode-se dizer que esses dois tipos de modelos, planos e espacial, são complementares. O tipo estrutural será apresentado no Capítulo-6 (estrutura formada por laje tipo “Pi” e vigas que se apóiam em estacas de concreto).

No estudo do dimensionamento, o objetivo não é produzir uma memória de cálculo, mas mostrar as principais etapas do processo de projeto.

A seguir será apresentado um breve histórico da construção de portos no Brasil.

1.3 Breve Histórico da Construção de Portos no Brasil

Embora a abertura dos portos brasileiros para o comércio internacional tenha sido em 1808, até o fim desse século não havia cais para atracação direta, ou seja, os navios ancoravam ao largo e dele partiam barcos menores que ancoravam nos pequenos cais existentes. O início dos primeiros estudos de melhorias dos portos brasileiros foi em 1850, com a organização das primeiras linhas regulares de navegação entre Brasil e Europa.

Nessa época, inumeráveis projetos foram sendo feitos, como por exemplo, o projeto de um porto transatlântico para Cabedelo – Paraíba, em 1864, elaborado pelos engenheiros André Rebouças e Charles Neate.

Motivado por esse tema, o governo do Império procurava estimular a iniciativa privada. Nesse mesmo ano foi publicado o livro: “Melhoramentos dos Portos no Brasil” pelo engenheiro Manuel da Costa Galvão. A primeira obra e de grande importância a empregar o cimento Portland, que era importado da Europa, foi a Companhia Docas da Alfândega do Rio. O cais foi feito com parede de pedra e cimento executado sobre estacas de madeira.

Por outro lado, muitas concessões desejadas pelo governo nestes períodos não foram adiante, por falta de conhecimento técnico, falta de dados, entre outros. Contudo, conseguiu-se entre 1877 e 1879 construir, no Saco da Gamboa, um cais com 160m de comprimento.

A partir de alguns insucessos e do que se havia conseguido no Rio de Janeiro, o Governo resolveu atrair a iniciativa privada para investimento em obras portuárias, mesmo que fossem estrangeiras. Em 1888, foi dada a concessão a uma empresa privada para a construção e administração do Porto de Santos. A construção do primeiro trecho do cais em Santos, de 260m, deu início em 1890 e foi o primeiro cais brasileiro a permitir atracação de navios transoceânicos. Em 1895 o cais já contava com 2300m construídos, sendo formado por um muro de pedra sobre um maciço de concreto apoiado sobre estacas. Em 1909, seu comprimento já era de 4720m, permitindo exportar a maior safra de café do país.

Em 1919 foi organizada a primeira empresa nacional especializada em construções portuárias e fundações a ar comprimido, a Companhia Nacional de construções Cíveis e Hidráulicas (Civilhidro), empresa esta a qual pertencia ao grupo industrial Lage, responsável pelos estaleiros em Niterói e pela companhia Costeira de Navegação. Esta foi a responsável pelo detalhamento do projeto e pela execução, sobre tubulões a ar comprimido, do prolongamento do cais do Porto do Rio de Janeiro.

Em 1927 e 1928 a Companhia Docas de Santos, sob a direção técnica do eng. Oscar Weinschenk, engenheiro civil da Escola Politécnica de São Paulo, liberou um trecho do cais de Santos em função da construção de tanques para combustíveis líquidos na ilha de Barnabé, em Santos. Com essa liberação, o cais de Santos ficou com cerca de 5000 metros de extensão. A empresa Christiani-Nielsen Engenheiros Consultores S/A foi a responsável por essa obra. Foi o primeiro cais de concreto armado sobre estacas com muro de arrimo de estacas-pranchas realizada no Brasil.

O Estado do Rio de Janeiro foi o primeiro que solicitou concessão para a construção e administração de portos. Foi obtida uma concessão para a construção de 400m de cais acostável de 8,0m de calado e cerca de 1000m de cais com 2,0m de calado. Prevvia-se também um extenso aterro atrás do cais e uma extensa área reurbanizada. Essa empreitada foi concedida à Companhia Construtora Nacional, sucursal da companhia construtora alemã Weyss & Freitag. Os muros de arrimo do cais são de estacas-pranchas e a plataforma, de concreto armado sobre estacas.

A segunda concessão portuária ao Estado do Rio de Janeiro foi para a construtora e administração do porto de Angra dos Reis. O muro do cais era de pedra e sustentava um

aterro. Posteriormente, foi construído um cais de 350m com muro de arrimo de estacas-pranchas e 8m de calado.

O Estado de São Paulo conseguiu, em 1934, a concessão federal para a construção do porto de São Sebastião. A Civilhidro venceu a concorrência apresentando a proposta de um cais de concreto armado sobre tubulões cravados a ar comprimido, moldados em canteiro de obra em Ilha Bela e depois transportados ao local da cravação por uma cábrea marítima.

Nesta obra, pela primeira vez no país, instituiu-se a assistência tecnológica direta à obra, por meio do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). A tecnologia empregada na construção desse porto era avançada para a época – 1934 a 1942. Na mesma época, o porto de Imbituba – SC, estava sendo construído pela Civilhidro pelo mesmo processo executivo.

A Companhia Docas de Santos, aproveitando a Legislação favorável da época, projetou uma ampliação de cerca de 1200m de cais para além do Macuco, em direção ao estuário. A plataforma deste também era composta por concreto armado e sobre estacas e foi executado pela Christiani-Nielsen. Nessa obra também foi solicitada assistência tecnológica do IPT para questões de solos e fundações, inclusive sondagens, provas de carga sobre estacas, observações de recalques e pareceres tecnológicos sobre estabilidade do cais e de suas fundações. Outras assistências foram solicitadas neste período e com isso houve um grande desenvolvimento da geotecnia nacional, principalmente no que se refere às fundações sobre terrenos moles e conhecimentos das propriedades mecânicas das argilas moles das baixadas litorâneas.

Desta maneira, foi estabelecido um sistema industrializado na construção civil portuária: o dono da concessão preparava a viabilidade técnica e econômica do empreendimento. Posteriormente preparava um anteprojeto, apoiado em escritórios de cálculo e de assistência tecnológica. Finalmente a obra era empreitada a uma construtora organizada em moldes industriais, como por exemplo, a Christiani-Nielsen, que era também encarregada do projeto executivo da obra.

A partir da Segunda Guerra Mundial, a natureza do transporte marítimo veio transformando-se e foram surgindo muitos portos especializados como minérios, fertilizantes, petroleiros, grãos, contêineres, etc.

A partir de 1975 é generalizada a utilização dos contêineres nos portos nacionais e ocorre uma expansão nos portos. Ainda somado ao aumento do porte dos navios, aumenta-se a necessidade de portos maiores e melhores condições de operação.

1.4 Importância da Escolha do Tema

O segmento portuário que apresenta as maiores alterações tecnológicas tanto no manuseio do transporte de carga como no porto e também, não menos o avanço de equipamentos especializados e navios, é o terminal de contêineres.

Com a chegada no mercado da nova geração mundial de grandes navios do tipo pós-panamax, acima de 6.000 (seis mil) TEU's¹, os administradores de terminais estão planejando seus investimentos levando isso em conta, ou seja, a necessidade de criar uma infra-estrutura adequada ao crescimento do mercado. Há também a necessidade de incluir novos equipamentos como por exemplo, o portêiner pós-panamax e portêiner de dupla ação².

O Terminal de Contêineres de Paranaguá (TCP³) apresentou um crescimento bastante significativo de 2003 a 2005, em movimentações de contêineres. Passou de 290.000 TEU's em 2003 para 400.000 TEU's em 2005. Em função do crescimento econômico, o TCP antecipou investimentos para ampliação da área do Terminal em mais de 100.000 m², passando de 220.000 m² para 320.000 m².

No prazo de três anos, o Tecon Rio Grande⁴ projeta um movimento de 1.000.000 (um milhão) de TEU's.

O Terminal de Contêineres do Vale do Itajaí (Teconvi⁵) também antecipou seus investimentos em função do crescimento econômico. Em 2004, o Teconvi movimentou mais de 560.000 TEU's, isso representou um crescimento de 21% em relação ao ano.

O Terminal de Contêineres de Suape⁶ movimentou 142.600 TEU's em 2004, isso representou um aumento em relação a 2003 de cerca de 128%.

O Porto de Santos⁷, possui o maior e mais importante terminal de contêineres da América Latina. Há dez anos a movimentação de contêineres era de 8/hora, atualmente movimenta cerca de 50/hora. A estimativa este ano de 2006 é que a movimentação de contêineres em Santos aumente em 13% em relação ao ano anterior.

¹ TEU é a unidade equivalente de transporte de um contêiner de 20 pés. O contêiner de 40 pés equivale a 2 TEU's.

² Equipamento com capacidade de movimentar dois contêineres simultâneos.

³ Fonte: www.tcp.com.br – mai/2006

⁴ Fonte: www.tecon.com.br – jun/2006.

⁵ Fonte: www.teconvi.com.br – jun/2006.

⁶ Fonte: www.suape.pe.gov.br – jul/2006

⁷ Fonte: www.portodesantos.com.br - jun/2006.

CONTÊINERES (IMPORTAÇÃO E EXPORTAÇÃO)			
	2004	2005	Diferença %
UNIDADES	1.247.130	1.478.428	18,55
TEU	1.882.639	2.267.921	20,46
TONELAGEM	20.215.656	23.683.539	17,15

Tabela 1-1 - Movimento acumulado (em toneladas) no Porto de Santos de janeiro a dezembro de 2005 (Fonte: site porto de santos)

No Brasil, existe um mercado muito promissor para os projetos portuários, tanto para o aumento da capacidade dos portos existentes como para a construção de novos terminais portuários.

1.5 Breve Comentário Sobre Durabilidade

Um ponto muito importante que deve ser levado em conta e que não será abordado de forma específica nesse trabalho, está relacionado à exposição desse tipo de obra (portuária) a agentes agressivos, ou seja, deve-se ter uma preocupação em relação à durabilidade da estrutura. A seguir serão levantadas algumas considerações sobre durabilidade, apenas com o intuito de chamar a atenção para a importância desse fato.

Como as obras portuárias marítimas estão locadas em ambientes extremamente agressivos com relação às armaduras, pela grande quantidade de cloretos existentes nessa região, deve-se tomar um cuidado especial na execução da obra. O projeto deve contemplar o cobrimento adequado para ambientes agressivos, conforme Norma NBR-6118 e utilizar concretos com resistência (Fck) adequada, procurando-se utilizar um concreto menos poroso possível.

No caso da existência de perfis metálicos ou tirantes na estrutura portuária, podem-se aplicar produtos que protegem os elementos metálicos da corrosão. Para os tirantes enterrados, podem-se utilizar ainda bainhas com injeções para sua proteção. Também é possível o uso de proteção catódica.

2 Operação Portuária – Movimentação e Armazenamento de Contêineres

Neste capítulo será introduzida inicialmente a idéia geral de porto e logo após as características de um terminal de contêineres mostrando os equipamentos utilizados na operação. Esse conhecimento é essencial para definir os esforços solicitantes na estrutura na fase da operação portuária.

2.1 Conceito de Porto

O conceito atual de porto está ligado a cinco características, segundo (AGERSCHOU, 1983): abrigo, profundidade, acessos, área de retroporto e ambiental.

O abrigo é uma condição essencial para garantir acostagem das embarcações e permitir movimento de carga ou de passageiros, deve proteger a embarcação de ventos, ondas e correntes de modo a garantir deslocamentos e esforços mínimos de atracação e amarração durante a operação.

A profundidade está ligada à acessibilidade dos navios em função do calado do navio.

Os acessos provêm a chegada ou retirada das cargas ou de passageiros no porto. Podem ser terrestres (rodoviários, ferroviários e/ou dutoviários) ou hidroviários.

A área do retroporto está ligada a movimentação e armazenamento de cargas, passageiros e também pode servir de local para as instalações da administração portuária.

A construção e implantação de um porto podem causar um impacto ambiental de grandes proporções, alterando as condições físicas e biológicas do meio. Atualmente deve-se fazer um estudo de impacto ambiental avaliando as condições sócio-econômicas do local para obtenção de licença perante as agências de controle do meio ambiente.

Os portos ainda podem ser classificados de naturais, onde as obras de abrigo são naturalmente existentes ou artificiais, onde as obras de abrigo são executadas pelo homem.

Em relação à localização dos portos marítimos, eles podem ser: exteriores, interiores ou ao

largo. Os portos exteriores situam-se diretamente na costa, sendo cravados em terra ou salientes à costa (avanço de terra no mar). Os portos interiores são estuarinos, lagunares ou no interior de deltas e os portos ao largo são distantes da costa, ao largo da zona de arrebentação.

Em função da utilização, eles podem ser de carga geral ou especializado. Os portos de carga geral movimentam volumes de qualquer tipo, mas em pequenas quantidades, como por exemplo: sacarias, barris, caixas, bobinas, etc., enquanto que os especializados movimentam determinados tipos de cargas, em quantidades maiores como: granéis sólidos ou líquidos, contêineres, pesqueiros, militares (base naval), etc.

Para o projeto de uma obra portuária, caracterizado como um projeto multidisciplinar, pode-se elencar algumas disciplinas como sendo fundamentais. Essas disciplinas auxiliam nos estudos das ações sobre a estrutura portuária e seu dimensionamento, são elas:

A Engenharia Hidráulica Marítima e Fluvial fornecem os fundamentos necessários para avaliar a ação hidrodinâmica de ondas e correntes sobre as estruturas portuárias.

A Engenharia Geotécnica e a Mecânica dos Solos, fornecem ferramentas para o cálculo das fundações e verificações de estabilidade dos taludes, estabilidade global da estrutura, capacidade de carga geotécnica, ações provenientes do empuxo de solo, efeito Tschebotarioff, entre outros.

A Engenharia de Estruturas fornece os fundamentos para a concepção estrutural, determinação das solicitações na estrutura e o dimensionamento.

Na verdade, a escolha de uma estrutura e sua fundação, especialmente no caso de portos, vem obrigatoriamente com a escolha de um método construtivo, que pressupõe um conjunto de equipamentos e uma certa seqüência de atividades.

Devem-se ainda incluir como conhecimentos gerais, os tipos de operações portuárias, os tipos de equipamentos envolvidos na operação, princípios de navegação e legislação ambiental.

As necessidades funcionais de cada tipo de terminal portuário, ou seja, da logística portuária, envolve os tipos de embarcações, os equipamentos de movimentação de carga, a disposição e o armazenamento das cargas bem como suas dimensões e peso e toda a operação portuária, influem no arranjo estrutural e seu dimensionamento.

Determinados tipos de equipamentos necessitam de uma fundação própria, como por exemplo, o portêiner. Isso poderá ser melhor entendido no capítulo 6 – “Modelagem Estrutural”, onde será modelado uma estrutura e os esforços atuantes em função dos carregamentos que serão mencionados a seguir.

2.2 Características de um Terminal de Contêineres

Os terminais para contêineres, de maneira geral, são formados pelo cais e pela retroárea. O cais é a estrutura que recebe os equipamentos de carga e descarga (portêineres, *Reach Stacker*, MHC- “*Mobile Harbour Crane*”, carretas, entre outros), os esforços de atracação e amarração dos navios (que estão associados ao vento, às ondas, correntes marítimas e principalmente ao impacto do navio) e também as ações geotécnicas (empuxos de solo, efeito Tschebotarioff, etc). A retroárea é o local onde são movimentados e armazenados os contêineres e pode ser estruturada sendo uma laje apoiada sobre estacas ou não-estruturada, apoiada diretamente no solo. Neste último caso deve-se ter um solo com capacidade de carga adequada, ou seja, com capacidade de resistir ao carregamento projetado e com deformações (recalques) aceitáveis.

Por tratar-se de um terminal especializado, fica nítido o arranjo estrutural em função dos equipamentos e das cargas, ao contrário por exemplo, dos terminais de carga geral, onde o arranjo geral permite trabalhar com múltiplas finalidades.

Outra característica importante do terminal de contêineres é a dimensão da área necessária para acomodar os contêineres que estão embarcando ou desembarcando. A disposição e o empilhamento desses contêineres estão diretamente ligados aos tipos de equipamentos utilizados e à capacidade resistente da estrutura. Também não menos importante é a proximidade do terminal em relação aos modos de transporte rodoviário e ferroviário, para que essa mudança modal de transporte seja feita de maneira rápida e eficiente com um custo adequado. Portanto, o ideal é que o cais tenha uma disposição longitudinal, ou seja, paralelo à linha costeira e também à embarcação e que a retroárea esteja diretamente ligada ao cais em todo o seu comprimento, de modo a facilitar a movimentação dos equipamentos entre cais e retroárea. No entanto, uma outra concepção para terminal de contêineres seria do cais “off-shore” e com uma ponte de acesso até a retroárea. Esta segunda opção não seria otimizada, pois, dificultaria o transporte das cargas do navio até a retroárea ou da retroárea ao navio. Este caso é usado quando não se consegue atingir uma certa profundidade junto à linha costeira que atenda o calado do navio.

A tabela a seguir mostra as características dos TEU's.

comprimento (pés)	material	L (m)	B (m)	H (m)	peso do contêiner (tf)	peso de carga máxima (tf)	peso máximo total (tf)	volume interno (m ³)
40	alumínio	12,19	2,44	2,44	2,8	27,7	30,5	63,3
40	alumínio	12,19	2,44	2,59	3,4	27,1	30,5	67
40	alumínio	12,19	2,44	2,89	3,9	26,6	30,5	75
40	aço	12,19	2,44	2,44	3,4	27,1	30,5	63
40	aço	12,19	2,44	2,59	3,6	26,9	30,5	67
20	alumínio	6,06	2,44	2,59	1,9	18,4	20,3	33
20	aço	6,06	2,44	2,44	2,0	18,3	20,3	31
20	aço	6,06	2,44	2,59	2,2	18,1	20,3	33

Figura 2.1 – características dos contêineres (ALFREDINI, 2005)

Figura 2.2 – dimensões dos contêineres.

A figura abaixo mostra um esquema geral de uma operação no terminal de contêineres. Pode-se observar o cais onde estão localizados os portêineres e logo a seguir a retroárea onde são armazenados os contêineres para embarque e desembarque.

Figura 2.3 - lay-out de um terminal típico de contêineres (AGERSCHOU, 1983)

Podem-se haver em alguns casos, terminais mistos para carga geral e contêineres. Normalmente isso acontece quando o volume de contêineres é pequeno e não há perspectivas de crescimento. Neste caso com a adoção de outros gêneros de carga, pode-se viabilizar economicamente o empreendimento e são chamados terminais Roll-on Roll-off (Ro-Ro). Uma característica comum entre estes dois tipos de terminais é que ambos devem ter uma área próxima à embarcação para estocagem das cargas.

Figura 2.4 – terminal misto de contêineres e carga geral, tipo Ro-Ro – (AGERSCHOU, 1983)

O terminal tipo *lift-on / lift-off* (Lo/Lo) é um outro tipo de terminal para contêineres, mas com a característica de deixar as carretas vazias alinhadas uma a uma para serem carregadas e

depois da mesma maneira, ficam armazenadas até a chegada do caminhão para transportar a carga ao seu destino.

Figura 2.5 – terminal de contêineres, tipo Lo-Lo (AGERSCHOU, 1983)

Figura 2.6 – terminal tipo Lo-Lo (AGERSCHOU, 1983)

Os equipamentos mais utilizados nos terminais de contêineres são:

- Portêineres
- Transtêineres
- *Reach Stacker*
- Carretas

- RTG – *Rubber Tired Gantry*
- MHC – *Mobile Harbour Crane* (guindaste sobre pneus)

Estes equipamentos serão descritos mais adiante.

2.2.1 Características do Cais e Retroárea

Para a implantação do cais alguns requisitos básicos devem ser atendidos. A cota mínima requerida para o nível do cais resulta da combinação de preamar (maré cheia) com a agitação de ondas cujo período de retorno deve ser bem maior que a recorrência anual.

Em função dos equipamentos de operação e de sua movimentação no terminal de contêineres, embarque, desembarque e armazenamento de contêineres na retroárea, é desejável que o cais seja longitudinal, isto é, paralelo à linha costeira e a retroárea seja preferencialmente justaposta ao cais, como comentado anteriormente.

A largura do cais pode ser condicionada pelos equipamentos de carga e descarga do navio, por exemplo o portêiner, que pode variar entre 18,0m e 50,0m dependendo da necessidade. Outro ponto que pode determinar a largura do cais é a estabilidade geotécnica global no trecho do cais. Pode-se dizer que, normalmente para cais de pequeno porte, o que determina é a estabilidade geotécnica global e para cais de grande porte são os equipamentos portêineres, o que não exclui a necessidade de verificação dessas duas condições sempre. As condições de estabilidade global serão discutidas mais adiante no capítulo 5 – “Fundações”.

Há ainda uma condição que deve ser verificada quando o cais não está junto da retoraárea, ou seja, um cais “*off-shore*”, que é a determinação de um local no próprio cais para apoiar a tampa da escotilha do navio. Neste caso, após a determinação da largura do cais pelos equipamentos ou pela condição geotécnica, deve verificar se há possibilidade de apoiar a tampa da escotilha do navio. Deve-se ter também um espaço mínimo no cais para que os equipamentos móveis possam se locomover. Este espaço é denominado via de rodagem. A figura 2.7 mostra um exemplo da largura necessária para a operação do cais.

Figura 2.7 – vista do cais e a construção da retroárea estruturada do terminal de contêineres (TECON-3) no Porto de Santos (ANDRADE GUTIERREZ, 2006).

2.2.2 Características dos Equipamentos de Operação

Uma das questões mais importantes num terminal de contêineres é o tamanho da retroárea que deve acomodar uma certa previsão de contêineres e está intimamente ligado aos tipos de equipamentos usados para o transporte desses contêineres. O tamanho da retroárea também pode determinar o tipo de equipamento usado para transporte de contêiner do navio até a área de estocagem, ou seja, pode ser um terminal de operação com usuário simples ou com múltiplos usuários (normalmente estes últimos são para terminais maiores, com tráfego maior de contêineres). A seguir, serão descritos os equipamentos mais usuais na operação de um terminal de contêineres.

O portêiner, principal equipamento de um terminal de contêineres, é um guindaste com a função de carregar e descarregar o navio, podendo apoiar o contêiner diretamente sobre o cais ou sobre a carreta. O portêiner pode se locomover sobre pneus ou sobre trilhos e a distância entre eixos pode variar, conforme seu tamanho. Uma alternativa ao portêiner é o guindaste MHC – “*Mobile Harbour Crane*”, também de grandes dimensões e com uma mobilidade maior que o portêiner, pois, este se movimenta sobre pneus e pode percorrer qualquer percurso. No momento da operação, o MHC é patolado na estrutura de modo a garantir apoio

firme para estabilidade do equipamento. Uma atenção especial deve ser dada em relação à pressão que cada patola aplica sobre a estrutura, pois, essas cargas geralmente são elevadas e caso a laje não seja dimensionada adequadamente, pode ser prejudicada em serviço ou até mesmo romper localmente.

Figura 2.8– guindaste sobre trilhos - Portêiner, para carga e descarga de contêineres do navio (SANTOS BRASIL, 2006)

Figura 2.9 – guindastes sobre pneus - MHC “Mobile Harbour Crane”, para carga e descarga de contêineres do navio ⁽⁸⁾

O transtêiner também é um guindaste muito utilizado no terminal de contêineres com a função de locomover os contêineres na retroárea e de carregar e descarregar o trem. São equipamentos menores que os portêineres e movimentam-se somente em linha reta, pois, são operados sobre trilhos. Atualmente são usados para empilhamentos de no máximo 5 contêineres.

⁸ Fonte: www.gottwald.com – out /2007.

Figura 2.10 – guindaste sobre trilhos – Transtêiner, para carga e descarga de contêineres dos trens (SANTOS BRASIL, 2006)

Semelhante ao transtêiner, o “*Rubber Tyred Gantry*” conhecido como RTG, é um guindaste sobre pneus que também opera em linhas retas. A vantagem em relação ao transtêiner é a facilidade para locomover-se na retroárea. Também possui uma maior produtividade em relação ao “*Reach Stacker*”.

Figura 2.11 – guindaste sobre pneus – RTG “*Rubber Tyred Gantry*” (SANTOS BRASIL, 2006)

O “*Reach Stacker*” é um equipamento móvel, de pequeno porte, para movimentação unitária de contêiner. Possui grande mobilidade e por isso torna-se um equipamento de grande importância na retroárea. Sua função é de agrupar os contêineres, empilhá-los e carregar ou descarregar as carretas. Semelhante ao MHC, porém, com carga menor, as rodas aplicam pressões elevadas na laje da estrutura.

Figura 2.12 – guindaste “Reach Stacker” (SANTOS BRASIL, 2006)

A carreta e o trem são as possibilidades modais de transporte mais usuais para distribuir a carga ao seu destino ou trazer do seu destino. Há também o transporte hidroviário que é menos usual. As carretas podem transportar contêineres de 20 pés e 40 pés dependendo do seu tamanho (ver figuras 2.12 e 2.13).

Figura 2.13– Carreta para Transporte de Contêineres de 40 pés (SANTOS BRASIL, 2006)

A tabela a seguir mostra um quadro comparativo desses sistemas de equipamentos.

sistema	área de retroárea e altura de empilhamento	condições operacionais	custos e vida-útil	flexibilidade no uso	segurança na operação	observações
portêineres ou MHC	área mínima requerida empilhamento de até 5 contêineres	idem ao transtêiner	idem ao transtêiner	pequena	muito boa	-
transtêineres	altura máxima de empilhamento de 5 contêineres	boa segurança os guindastes sobre trilhos permitem automação da operação	baixo custo de manutenção longa vida-útil	baixa flexibilidade em relação aos dois acima	muito boa, especialmente os sobre trilhos	muito eficiente desde que toda a logística seja bem planejada
"Rubber Tyred Crane" (RTG)	permite empilhamento máximo de 6 contêineres	operador com baixa visibilidade, propenso a acidentes	baixo custo de manutenção longa vida-útil	pode ser usado em qualquer lugar do terminal	muito boa	vazamento de óleo provoca superfície escorregadia e deteriora o pavimento
"Reach Stacker"	permite empilhamento de até 5 contêineres e alguns casos até 6.	operam individualmente	-	pode ser usado em qualquer lugar do terminal, com grande mobilidade	muito boa	-
Carretas	máxima área possível não permite empilhamento	acesso individual aos contêineres movimentos não excessivos boa segurança	relativamente baixo custo longa vida-útil	usado para armazenamento e transporte	muito boa	normalmente são partes integradas do processo

Tabela 2 – comparação dos equipamentos de operação portuária.

3 Concepção de Obras de Acostagem - Estrutura e Métodos Construtivos

3.1 Considerações Gerais

Este capítulo trata da visão geral do ponto de vista estrutural e construtivo de uma obra portuária considerando o arranjo estrutural, elementos constituintes e seu método construtivo. Ainda serão levantados aspectos que auxiliam na escolha da implantação da obra, chamando a atenção para as particularidades de cada caso, quando necessário.

Antes de iniciar a discussão sobre tipos estruturais e métodos construtivos, é importante entender os fatores que influenciam a implantação da obra.

A implantação da obra portuária é caracterizada pela topografia/batimetria, pelas ações ambientais, geotécnicas e pela função da obra, que é caracterizada pelos tipos de carga e descarga previstas e/ou manipulação das cargas na região do porto (área destinada a circulação e estocagem de cargas). Assim, a implantação da obra é uma resposta dada às necessidades funcionais, definindo o *lay-out* da obra.

Dependendo do local onde será implantada a obra, do tipo de estrutura e dos materiais que serão utilizados na construção, os fatores acima descritos podem ter importâncias diferentes em cada situação (AGERSCHOU, 1983).

A topografia/batimetria é importante para determinar as curvas de nível do terreno costeiro e assim permitir a implantação da obra. Com esse levantamento é possível determinar o calado que o porto irá proporcionar, ou seja, determina-se a profundidade mínima da maré no período de baixa-mar e subtraindo-se cerca de 1,0m desse nível (que é a folga que deve ter entre a extremidade inferior do navio e o fundo do mar), obtém-se o calado⁹.

No entanto, caso o calado obtido seja inferior ao desejado, pode-se fazer uma dragagem no local ou afastar o cais da linha costeira, avançando-o no sentido do mar. Portanto, nessa situação deve-se fazer uma ponte de acesso entre o cais “*off-shore*” e a costa (retroárea¹⁰).

⁹ Entende-se por calado a altura do navio dentro do mar com o carregamento máximo.

¹⁰ Retroárea é o local junto à costa, normalmente próximo ao cais, onde são estocadas as cargas e descargas dos navios. Especialmente para o terminal de contêineres, é muito importante a existência dessa área.

Outro aspecto que pode ser avaliado da topografia/batimetria é a possibilidade ou não de se localizar a retroárea junto à costa, pois, caso não haja espaço suficiente no terreno costeiro, deve-se avançar o aterro sobre o mar para a locação da retroárea. Uma alternativa a isso, seria fazer uma retroárea estruturada, ou seja, uma estrutura de vigas e lajes sobre o mar, apoiada sobre estacas. Essa solução também pode ser dada caso o terreno costeiro não seja adequado para receber cargas de contêineres e equipamentos de operação portuária.

Dentro das condições ambientais, a variação dos níveis de maré influencia na locação do nível da estrutura do cais e na operação, bem como as condições de vento e ondas. Numa região em que a variação de maré é muito alta, pode-se inviabilizar a implantação de uma estrutura fixa e para este caso, uma alternativa seria a implantação de um cais flutuante, onde este acompanha os níveis de maré. No entanto, esse trabalho limitar-se-á apenas as estruturas fixas e portanto, estas devem permitir boas condições de operação, tanto para o nível de maré baixa como para o nível de maré alta.

Numa região com ventos e ondas fortes, a obra necessita de condições de abrigo e proteção que podem ser naturais ou exigir obras especiais de defesa, tais como, quebra-mares ou espigões. No caso de haver a necessidade de implantação de uma obra com condições adversas na região costeira, pode-se conceber uma estrutura “*off-shore*”, afastada da costa, onde o navio opera com seus próprios recursos, como por exemplo, alguns terminais petroleiros. Esse afastamento da costa seria o suficiente para a estrutura sair do trecho crítico junto à costa, que é a zona de arrebentação. Porém, para um terminal de contêineres, o navio dificilmente opera com recursos próprios, neste caso os equipamentos de carga e descarga do navio e os veículos de transporte das cargas do cais até a retroárea são essenciais. Portanto, também se deve executar uma ponte de acesso, como dito anteriormente, entre o cais e a retroárea que permita essa movimentação de cargas e equipamentos. Para fins desse trabalho, somente estruturas costeiras-“*on-shore*” serão abordadas.

Por outro lado, o bom conhecimento das condições geotécnicas é essencial para a definição das fundações e sua capacidade de carga, permitir uma boa avaliação dos empuxos de solo na estrutura, garantir estabilidade para a estrutura, sugerir a escolha do método executivo e fazer uma análise de viabilidade econômica. Para se obter conhecimento do solo, ou seja, conhecer parâmetros de resistência e rigidez do solo, é necessário que sejam feitos ensaios de campo como por exemplo sondagens SPT, CPT, Vane, entre outros. Esse estudo da fundação e condições geotécnicas será melhor discutido no capítulo-5.

Também é importante verificar a existência ou não de esforços sísmicos na região. Como a sismicidade no Brasil é bem pequena e muito localizada entre Natal e Fortaleza e no Acre, esse problema não será abordado.

Há ainda um outro fator, que pode ser decisivo, não para a escolha do “*layout*”, mas para a escolha do local de implantação da obra, que são os acessos à região do porto (palavra conhecida no inglês por “*hinterland*”). O porto é somente um terminal de mudança de tipo de transporte de cargas ou de passageiros e estes devem seguir para seus destinos finais. Portanto, a existência ou a possibilidade de construção de linhas férreas, estradas de rodagem ou hidrovias dando acesso ao porto, torna-se muitas vezes um fator decisivo para a escolha do local.

Além desses fatores que determinam a implantação da obra e influenciam no “*layout*”, há outros que somados a estes explicados anteriormente, determinam o tipo estrutural e seu método construtivo. Para cada função (contêineres, carga geral, graneleiros, petroleiros, etc.) para a qual a obra foi executada, há diferentes carregamentos que solicitam de modos diferentes a estrutura.

Portanto, as obras portuárias (cais e retroárea quando houver) podem ser estruturadas ou não. O fato das obras serem estruturadas está ligado ao tipo de carregamento à que são submetidas e às condições geotécnicas, conforme dito anteriormente.

Por exemplo, a plataforma estruturada, pode ser formada por vigas nas direções longitudinais e transversais ao cais, formando uma grelha. Essas vigas podem ser moldadas “*in loco*” ou serem premoldadas em viga calha e depois preenchidas com concreto moldado “*in loco*”. No primeiro caso, há o custo e o inconveniente de se montar umas formas, além do tempo de execução ser maior do que no segundo caso. Por outro lado, as vigas premoldadas que devem possuir grande parte das armaduras finais podem dificultar a execução em decorrência do grande número de arranques. Além disso, o tamanho das vigas premoldadas deve ser limitado à capacidade de transporte dos equipamentos de execução. Para cada caso, há vantagens e desvantagens. Analogamente às vigas, as mesmas idéias aplicam-se também para as lajes.

Para que a plataforma do cais ou da retroárea, não seja estruturada, o terreno deve possuir resistência suficiente para a adequada operação dos equipamentos do porto. Caso contrário, como alternativa, pode-se fazer uma troca de solo do local, ou seja, eliminando parte da camada de solo mole e trocando por um solo mais resistente e mais compacto. No entanto, essa operação é delicada e deve prever recalques diferenciais futuros dentro de certos limites para não prejudicar a operação portuária.

As estruturas de cais ainda podem possuir paredes frontais ou não e em caso positivo, essas paredes frontais podem ser suportadas por tirantes ancorados no terreno ou por estacas inclinadas. Esses tipos serão melhor discutidos no item 3.2.

Quanto às fundações, podem ser escavadas em solo ou em solo/rocha ou ainda podem ser cravadas, sendo esta última a solução mais usual. Nos casos em que a estrutura deve suportar grandes esforços horizontais, por exemplo, devido à atracação e amarração de grandes navios, podem-se utilizar estacas cravadas inclinadas.

Um problema usual nas fundações dos cais, como esse, decorre do uso de equipamentos como o Portêiner, que o percorre sobre trilhos e aplicam grandes cargas sobre a estrutura, é importante colocar uma linha de estacas verticais, ligadas por uma viga, ao longo de todo o trilho somente para suportar a carga do Portêiner.

Outro problema relacionado com a fundação é a questão da estabilidade global, que pode em alguns casos ser responsável pela definição da largura do cais.

De fato, uma vez definido o tipo de solução, estaca escavada ou estaca cravada, por exemplo, não convém misturar tipos diferentes de fundação, pois, misturando métodos executivos pode-se dificultar a execução da obra, além do processo tornar-se mais caro. Por necessitar de um grande número de estacas, o custo da fundação de uma obra portuária é bastante significativo em relação ao custo total. Fundações rasas em obras portuárias, mais raras no geral, normalmente são usadas para a solução com muro de gravidade e serão discutidos mais adiante no item 3.2.2.1.

A seguir será melhor discutidos os tipos estruturais, as fundações e seu método construtivo.

3.2 Estruturas Verticais com Paramentos Aberto e Fechado

Entende-se como paramento aberto a ausência de uma parede vertical na frente do cais e analogamente, paramento fechado, as obras que contêm essa parede vertical na frente do cais, para contenção do terrapleno sob o cais e que sofrem a ação direta das ondas.

As estruturas de paramento aberto são representadas por estacas e plataformas suspensas, sem parede frontal.

As estruturas de paramento fechado mais conhecidas são com parede de estaca prancha ou estruturas de gravidade, sendo essas últimas conhecidas também como estruturas robustas ou

maciças. Para as estruturas de gravidade destacam-se as paredes de blocos de concreto, caixões e paredes celulares.

Ainda, alguns autores referem-se ao paramento fechado como “cortina de estaca prancha” e outros utilizam o termo “parede de estaca prancha”.

Diferenciar estes dois tipos estruturais, com paramento aberto e fechado, é bastante importante, não só por conta do suporte dos empuxos de solo, mas também por causa das ações das ondas que são diferentes em cada caso (ALFREDINI, 1991). A questão de suporte dos empuxos de solo, em função das condições geotécnicas, pode trazer um problema de estabilidade global conforme mencionado no item 3.1.

Quando há lugares que não fornecem abrigo para a estrutura, convém que sejam feitos modelos hidráulicos tri-dimensionais para avaliar qual tipo de estrutura proporciona melhores condições de atracação, com menos interrupção durante a operação (AGERSCHOU, 1983).

Para as estruturas com paramento aberto, por exemplo, há o perigo de incêndio, pois, caso haja algum vazamento de óleo ou outro líquido inflamável, pode haver depósito desse líquido sob o cais ou talude tornando o incêndio mais agressivo.

A seguir, será melhor caracterizado os tipos estruturais mais comuns e seus respectivos elementos.

3.2.1 Estruturas com Paramento Aberto

No cais de paramento aberto, não existe uma parede frontal de fechamento, como mencionado anteriormente, podendo apenas existir na retaguarda do cais. Portanto, o solo da região abaixo do cais deve permitir a formação de um talude suave de modo que o fim do talude atinja a linha de dragagem que deverá estar próximo à projeção da linha mais externa do cais (lado da atracação dos navios). No entanto, THORESEN-1988, recomenda que o início do talude seja a 1,0m para dentro do cais.

As figuras abaixo mostram dois tipos estruturais com paramento aberto, sendo que o primeiro não há plataforma de alívio e possui um tirante como estrutura de reação à carga horizontal. Já no segundo caso há uma plataforma de alívio e a estrutura de reação devido a carga horizontal é uma estaca inclinada. A plataforma alivia o empuxo na estrutura, uma vez que parte é suportada pelo talude.

Figura - 3.1 –estruturas de paramento aberto - a) estrutura atirantada. b) estrutura com estaca inclinada (AGERSCHOU, 1981).

No geral, essa concepção resulta em estruturas mais leves e o princípio de equilíbrio estático está na transferência de esforços verticais pelas estacas verticais e esforços horizontais pelas estacas inclinadas ou tirantes e terraplenos. Por não possuírem paredes frontais, são eliminados os empuxos de solo que devem ser contidos sob o cais, no entanto, o empuxo de solo exercido na parede atrás do cais costuma ser alto, principalmente no caso de um pátio de contêineres.

O talude sob a obra pode ser de enrocamento (todo ele) ou solo (com proteção de uma camada de enrocamento). No caso de taludes de enrocamento permite-se uma inclinação maior, podendo chegar até 1:1 ou 1.1,2. A necessidade da proteção do enrocamento está ligada basicamente às ações das ondas e no caso de navios maiores, está ligada também à ação dos propulsores que auxiliam na atracação, conforme fig-3.3.

Este tipo de estrutura com paramento aberto, é amplamente utilizado, pois, oferece uma grande liberdade em relação à escolha dos materiais. No entanto, fazer a proteção do talude sob a obra com enrocamento não é uma tarefa de fácil execução. Na prática, pode-se executar isso de duas maneiras, primeiro executando o talude com enrocamento e depois a estrutura do cais ou executar a estrutura do cais antes do enrocamento. Ambas as soluções são delicadas e exige do executor um controle rigoroso. Para a execução do primeiro caso, talvez a única opção seria executar pré-furos no enrocamento para a posterior cravação de estacas. No segundo caso, poderiam-se cravar primeiro as estacas e depois executar a superestrutura deixando alguns nichos na plataforma de modo a permitir acesso dos equipamentos de transporte de enrocamento (por exemplo, clamshell) até o fundo do talude.

As estacas mais utilizadas são de aço, concreto armado ou protendido. A plataforma pode ser de concreto armado moldado “in loco” ou parte premoldado e parte moldado “in loco”.

A distância entre eixos de estaca implica diretamente no custo da obra e é função dos tipos de carregamento, do tipo de solo da região e do tipo de estaca. Normalmente, no caso de um terminal de contêineres, a operação do portêiner define o alinhamento de um grupo de estacas

e o distanciamento entre elas. As demais estacas são em função dos esforços de carga accidental (contêineres neste caso), dos equipamentos de operação portuária, dos esforços de atracação e amarração e do empuxo de solo no caso de se ter uma parede na retaguarda do cais.

Quando o cais for construído em águas rasas e o solo existente não necessitar de remoção, é conveniente dragar minimamente o solo de modo a obter um talude estável sob a estrutura e ainda cobrir com uma ou mais camadas de enrocamento para garantir proteção contra a ação das ondas e correntes (AGERSCHOU, 1983).

Para determinar a espessura da camada de enrocamento, devem ser utilizados os métodos de dimensionamento, como a fórmula de HUDSON, por exemplo. A espessura da camada de enrocamento para proteção do talude sob a obra não deve ser menor que 1,0m a 1,5m, recomenda THORESEN, 1988. Além disso, podem-se adicionar outros materiais de proteção como tetrápodes de concreto, gabiões, etc. Para facilitar a drenagem do talude, pode-se colocar uma camada de filtro entre a camada de proteção e o material de enchimento do talude.

O ângulo do talude sob a obra deve compreender um certo limite, que é função de sua estabilidade e também da erosão que as ondas e o motor propulsor dos navios possam causar. Este ângulo deve compreender uma inclinação entre 1:1,25 (38,7°) e 1:1,5 (33,7°), segundo THORESEN, 1988.

Figura - 3.2– cais com paramento aberto, tirante e proteção do talude (AGERSCHOU, 1983).

Para os cais que foram construídos sobre águas profundas e o solo não possui resistência suficiente para se fazer um talude, ou seja, solo muito mole, este deverá ser dragado parcialmente e colocado no local um talude com enrocamento até o final do cais e com uma

inclinação do talude chegando próximo à superfície d'água conforme indicado nas figuras 3.2 e 3.5.

Atualmente os navios maiores possuem um motor lateral denominado “*bow thruster*” para auxílio da atracação e provocando ondas que atingem o talude sob a obra.

Figura - 3.3– motor propulsor lateral do navio para auxílio na atracação.⁽¹¹⁾

Por isso, é desejável que todos os taludes sob as obras de paramento aberto tenham proteção. A figura 3.4 mostra exemplos de erosão devido à falta de proteção no talude sob a obra.

Figura - 3.4– as figuras mostram erosão no talude sob a obra devido a ação das ondas e devido ao propulsor do navio (THORESEN, 1988).

¹¹ Fonte: www.invicta-marine.com – out./2007.

Essa erosão poderá prejudicar a estabilidade da fundação com o tempo, além da possibilidade de provocar recalques na superfície do terreno por escorregamento de parte desse material.

Figura - 3.5– cais com paramento aberto e estaca inclinada (AGERSCHOU, 1983).

No ponto mais alto do talude sob o cais, é necessário colocar uma pequena parede de concreto ou aço para reter os finos e suportar o empuxo do solo que está na parte traseira do cais (retroárea). Pois, este trecho pode estar sujeito à ação direta das ondas e tornar-se um ponto crítico da estrutura. A figura 3.2 mostra uma parede de estaca prancha na retaguarda do cais e a figura 3.1 mostra uma pequena parede de concreto, ambas com a finalidade de reter os finos da retroárea.

Importante observar que se a largura do cais é pequena, visando uma economia nos custos, o tamanho desta parede traseira deve ser maior, aumentando localmente o custo (pressupõe-se que à medida que aumenta a largura do cais, a altura do talude na direção interna ao cais também aumenta e com isso diminui o comprimento da parede traseira). Esse raciocínio foi feito considerando uma variação grande no empuxo de solo da retroárea, pois, trata-se de um esforço muito grande na estrutura e qualquer diminuição deste pode representar economia na obra. Conclui-se disso que a melhor opção de custo sairá da análise conjunta da estrutura.

Além disso, a largura do cais também está ligada à estabilidade global geotécnica que será discutida no capítulo 5.

As cargas acidentais verticais, são suportadas pela plataforma e transmitida às estacas e as forças horizontais, são transmitidas através do cais para o solo atrás do cais (junto a retroárea) e para as estacas inclinadas ou tirantes. Essa força transmitida pela plataforma, através da

parede de estaca prancha traseira, mobiliza uma região de solo que é apassivado e se equilibra com a força de impacto do navio. Os tirantes ou estacas inclinadas ajudam no equilíbrio do empuxo ativo, dos esforços horizontais do portêiner e da amarração.

3.2.2 Estruturas com Paramento Fechado

São estruturas que possuem paramento frontal fechado para assegurar a contenção do terrapleno sob o cais e que portanto, sofrem diretamente ação das ondas, conforme descrito anteriormente. O paramento frontal pode ser formado por paredes de estaca prancha ou muros de gravidade e podem ser subdivididas em três subgrupos estruturais:

- Muros de Gravidade;
- Parede de estaca prancha simples;
- Parede de estaca prancha com plataforma de alívio.

3.2.2.1 Muros de Gravidade

O princípio do equilíbrio estático é a utilização de estruturas pesadas para transferência de cargas à fundação (AGERSCHOU, 1983), ou seja, o peso dos blocos proporciona uma força de atrito na base da parede. Isso significa que os esforços horizontais são suportados pelo empuxo passivo do solo, quando houver, somado ao atrito na região da base (no caso da atracação) ou apenas o atrito na base para suportar o empuxo de solo e a amarração. Normalmente os muros de gravidade são utilizados quando não é possível a cravação de estacas, porém, pelo grande peso dessas estruturas, deveriam ser executadas em solos de grande capacidade de carga para evitar recalques diferenciais. A largura da base da parede deve ter uma dimensão mínima tal que a máxima tensão na base seja suportada pelo solo. Para esse tipo de estrutura não se devem usar equipamentos de operação portuária de grande porte ou equipamentos que necessitem de uma fundação exclusiva para ele como é o caso do portêiner, uma vez que pequenos recalques inviabilizam a operação.

Esta concepção pode ser subdividida em três tipos com este princípio e serão descritas a seguir:

Figura - 3.6– paramento frontal fechado com muros de gravidade – blocos de concreto, caixão e seção celular (AGERSCHOU, 1983)

I. Parede de Blocos de Concreto

Figura - 3.7– seção típica para paredes formada com de blocos de concreto (QUINN, 1972)

Este tipo estrutural é a concepção mais antiga dentre as estruturas portuárias. São grandes blocos posicionados uns sobre os outros formando a parede de contenção do cais e podem ser blocos de pedras naturais ou de concreto, desde que tenham boa qualidade. Pode-se comprovar pelas inúmeras construções existentes em várias partes do mundo que são estruturas de longa vida útil, não exigindo grandes manutenções ao longo do tempo e de concepção relativamente simples.

Atualmente, para este tipo de estrutura torna-se mais vantajoso economicamente usar blocos de concreto do que pedra e mesmo assim, como esta concepção necessita de mergulhadores para auxílio na execução, o custo total dessa obra cresce muito nos dias de hoje (THORESEN, 1988).

Também AGERSCHOU-1983, diz que esta solução normalmente é considerada antieconômica, pois, são blocos de concreto de grandes dimensões e peso, podendo variar de 40tf a 125tf o peso próprio de cada bloco. Portanto, devem-se usar equipamentos de grande

capacidade de carga e muitas vezes esses equipamentos operam sobre flutuantes (pontões e cábreos).

Os projetistas que optam por usar os blocos de dimensões maiores, fazem com que o número de operações seja menor, porém, isso requer equipamentos mais potentes e um controle mais rigoroso durante a execução.

O solo da fundação deve suportar grandes cargas, como dito anteriormente e com pequenos deslocamentos a fim de não comprometer a estrutura. No entanto, pode-se contar com a remoção de uma pequena camada de solo (de baixa resistência e que permita grandes deformações) e substituído por outro de melhor qualidade. Devido a uma possível acomodação do terreno, pode-se fazer uma pré-carga com os próprios blocos antes de se moldar ou colocar a peça de coroamento moldado “in loco” (AGERSCHOU, 1983).

Um procedimento para melhorar as condições do solo na base da estrutura é proposto por THORENSEN, 1988:

Neste caso, remove-se a camada de argila mole no trecho onde servirá de base para a estrutura, até encontrar um solo bastante resistente ou rocha (ver figura 3.7). Depois preencher com areia compactada, caso necessite, pode-se usar o método vibro-compactador, que consiste na imersão de uma haste dentro da areia e fazendo-a vibrar de maneira que essa areia sofra compactação. A seguir, lança-se sobre a camada de areia compactada uma camada fina de rocha triturada ou pedregulho, com a finalidade de facilitar o fluxo de água entre o lado interno do cais e o lado externo e reduzir os empuxos hidrostáticos diferenciais. Após esse tratamento do solo, inicia-se a execução da estrutura.

A figura 3.8 esquematiza a seqüência descrita anteriormente.

Figura - 3.8– alternativa para troca de solo mole da fundação (THORENSEN, 1988).

Outro método que ajuda a melhorar as condições do solo na base da estrutura, também proposto por THORENSEN, 1988 é a formação de pequenas colunas de pedras imersas na região do solo mole até atingir uma camada mais resistente. Estas colunas formariam pequenas estacas para sustentação da estrutura. A figura a seguir mostra um esquema de reforço de solo com estacas de pedras.

Figura - 3.9– alternativa com estacas de pedra (THORENSEN, 1988)

Após a execução dos blocos, faz-se um arremate no topo da estrutura com concreto moldado “in loco”, dando continuidade à estrutura.

Durante os últimos 30 anos, ao invés de se usarem blocos de concreto, optou-se por usar paredes de concreto armado, como uma alternativa mais econômica à parede maciça. De forma semelhante aos caixões, estes são fabricados em locais secos e depois transportados, através de guindastes, para o destino final da obra.

Segundo THORENSEN-1988, paredes sem contraforte podem ter alturas até 7,0m, desde que projetada adequadamente, para que seja uma estrutura econômica.

Figura - 3.10– paredes de concreto armado com contrafortes (THORENSEN, 1988)

Para alturas maiores, devem ser colocados contrafortes nas paredes e nesse caso a altura pode chegar em torno de 20,0m. O comprimento desses elementos pode variar de 3,0 a 12,0m dependendo da capacidade de transporte do guindaste.

II. Paredes em Caixão de Concreto Armado

A parede feita em caixão é semelhante à parede feita com blocos de concreto. A diferença é que a seção transversal de cada elemento é formada por uma única célula de concreto e preenchida normalmente com areia, enquanto que a anterior são blocos menores, porém, maciços.

Os caixões devem ser fabricados em locais secos e depois transportados no local definitivo da obra. Portanto, é muito conveniente fabricá-los em locais próximos ao da obra de modo a conseguir economia no transporte e agilidade no lançamento. A experiência mostra que a dimensão econômica do caixão é da ordem de 30,0m de comprimento, 25,0m de largura e 20,0m de altura (THORESEN, 1988).

Os cuidados com o solo da fundação são semelhantes às paredes de blocos de concreto, com um solo competente em sua base para suportar a carga nele exercida sem provocar

recalques diferenciais, pois, poderia romper as juntas entre caixões ou até mesmo a própria célula.

Um ponto importante é a verificação do dimensionamento estrutural do caixão de concreto armado nas diferentes etapas de sua vida, desde sua fabricação, transporte até a situação final em operação. Cada fase pode provocar esforços solicitantes diferentes na estrutura.

Podem-se também executar paredes internas ao caixão de modo a quebrar o pano das paredes laterais do caixão diminuindo seus esforços, conforme mostra a figura abaixo:

Figura - 3.11– parede em caixão de concreto armado (THORENSEN, 1988)

Se for possível usar algum tipo de material com ângulo de atrito interno elevado para preenchimento do caixão ou mesmo na retaguarda, pode-se conseguir uma economia no dimensionamento do concreto devido à redução do empuxo de solo sobre as paredes do caixão (AGERSCHOU, 1983).

Uma alternativa que pode ser feita durante a fabricação é a construção da parte inferior do caixão num local seco e depois executar a parte superior do caixão em cima da base de concreto já posicionada no local de implantação da obra, ou seja flutuando. Após o término da construção do caixão, ainda flutuando, deve-se enchê-lo com água para que seja afundado totalmente e depois substituído por outro material de enchimento permanente, normalmente a areia. (AGERSCHOU, 1983).

A construção deve ser feita em períodos de águas calmas, caso a parte superior esteja sendo executada sobre a laje inferior flutuando. Isso vale também para a montagem de células no local de implantação da obra.

Disponibilidade de material, mão-de-obra e transporte influenciam na escolha do local de fabricação do caixão.

Os caixões devem ser colocados justapostos e como este tipo estrutural requer uma ligação horizontal entre as células, a região entre as paredes laterais de cada caixão justaposto poderá ser preenchido com graute e feito uma protensão externa para garantir a continuidade de toda a estrutura e evitar fuga de solo por estas juntas.

Essa protensão externa confere uma continuidade em toda a parede do caixão e daria uma segurança maior em relação ao simples grauteamento dessas juntas. Uma alternativa seria preencher essas juntas com um material selante, tendo a mesma finalidade de reter os finos. Embora esta última alternativa proporcione uma maior flexibilidade entre os caixões, ficaria mais suscetível a determinadas movimentações na fundação, podendo romper o selante e perder sua eficácia.

Figura - 3.12– seção típica de parede em caixão celular de concreto armado preenchido com areia (AGERSCHOU, 1983)

Da mesma forma que as paredes feitas por blocos, as paredes de caixão também possuem um a viga de coroamento de concreto moldado “in loco”.

A viga de coroamento deve ser executada quando o terrapleno estiver preenchido.

III. Parede Celular de Estaca Prancha

Durante alguns anos recentes na Noruega, a parede celular de estacas prancha tornou-se a estrutura mais usada dentre as estruturas de gravidade. Uma das principais razões é o custo da execução, pois, os outros tipos de estrutura de gravidade (blocos ou caixões) necessitam do auxílio de mergulhadores, enquanto que este método de execução não necessita. O método consiste na cravação de estacas prancha e utiliza materiais simples que servem de enchimento de modo a proporcionar economia na obra. No entanto, o custo do material de enchimento é sempre decisivo na escolha desse método (THORESEN, 1988). A figura a seguir, mostra dimensões desse tipo estrutural.

Figura - 3.13– dimensões das estacas prancha celulares (THORESEN, 1988)

Figura - 3.14– dimensões das paredes celulares de estaca prancha.⁽¹²⁾

A formação da estrutura consiste em uma série de ligações de estacas prancha metálica formando pequenas células ligadas entre si. Essas células podem ter a forma circular e serem ligadas umas às outras por arcos conforme figura 3.15 ou possuem a forma semicircular e serem ligadas entre si. Para conferir uma maior rigidez à parede celular, deve-se preencher as células com areia ou outro material adequado. O diâmetro das células, conforme fig.-3.13, e a espessura da parede dependem da profundidade da lâmina d'água, das carga acidentais que atuarão sobre a estrutura e do empuxo do solo.

Para conseguir economia no aço, pode-se variar o comprimento do perfil à medida que a célula avança ao interior da costa (lado oposto ao mar), formando degraus na estrutura conforme figura 3.15. No entanto, deve-se considerar que a linha média na formação desses degraus não supere os 15° em relação à horizontal, garantindo estabilidade ao conjunto (THORESEN, 1988).

¹² Fonte: www.cement.org - out./2007.

Figura - 3.15– parede celular de estaca prancha

Cabe ressaltar alguns pontos importantes que o projetista deve ter em mente na hora de conceber uma estrutura celular:

- desalinhamento do eixo vertical de células de diâmetro pequeno pode favorecer a perda da estabilidade diante de forças horizontais;
- células de pequeno diâmetro, podem ter maior rapidez na execução de cada célula, isto pode conferir uma segurança maior da estrutura durante a execução e também as ações incidentes na estrutura teriam uma intensidade menor;
- no momento da execução, ser muito cuidadoso na colocação das travas de ligação entre células, pois, qualquer falha na ligação pode desestabilizar a estrutura;
- células pequenas podem estar dentro de cunhas de ruptura global do solo;
- recalques diferenciais podem prejudicar a operação;
- após o preenchimento da célula, esta pode ter um aumento no diâmetro de 1 a 2% em relação ao teórico, isso significa um aumento de tensão nos elementos de ligação entre as estacas prancha. Segundo EAU, 1996, as forças de tração que comumente as paredes suportam estão entre 200tf/m e 500tf/m dependendo do tipo de aço e da seção transversal.

No projeto de uma parede celular, deve-se levar em conta quatro aspectos (EAU, 1996):

1. verificação da estabilidade da parede;
2. cálculo da tensão máxima na parede, considerando-se o carregamento do solo, carga accidental e empuxo hidrostático devido diferença de NA interna e externa;
3. capacidade de carga do solo da fundação;
4. o efeito do fluxo de água sob o pé da parede, pode provocar erosão do solo nesta região.

Embora não tenha recomendação específica sobre a estabilidade global geotécnica, deve sempre ser verificada.

A sequência construtiva também requer atenção e uma das formas a ser executada, está descrito a seguir (THORESEN, 1988):

1. loca-se o molde da primeira célula principal;
2. locam-se as estacas prancha da célula principal, ligando-as uma a uma;
3. fecha-se a célula principal. Geralmente, as células são fechadas para depois serem cravadas, no entanto, antes de fechá-las assume-se que uma pequena parte encontra-se penetrada no solo devido ao peso próprio;
4. a primeira célula principal é cravada até encontrar solo resistente. A cravação deve ser feita de maneira gradual ao longo de toda a circunferência;
5. após a primeira célula ser totalmente cravada, remove-se o molde e imediatamente deve-se preencher com material de enchimento;
6. segue-se para a segunda e terceira células principais e procede-se da mesma maneira;
7. após as três células principais estarem cravadas e preenchidas, coloca-se o molde do trecho em arco de ligação entre as células principais;
8. colocam-se as estacas pranchas em arco na posição e estas são cravadas;
9. removem-se os moldes e imediatamente iniciam-se os preenchimentos;
10. de maneira análoga, segue-se a execução das células principais e depois dos arcos de ligação até o fim do cais;
11. concretar no topo das células uma viga reforçando a continuidade do conjunto;
12. preencher com material de enchimento até o topo da viga;
13. por fim, aplica o pavimento.

O diâmetro do molde deve ser adaptado para cada tipo de estrutura, pois, a última estaca prancha da célula deve ser encaixada perfeitamente dando continuidade a toda a célula. A precisão neste caso é muito importante.

Há dois tipos de moldes, o interno e o externo à estrutura e na descrição acima da sequência executiva foi considerado o interno que é mais usual. O molde deve ser suficientemente resistente às ações de vento, ondas e correntes que possam ocorrer durante a execução, sem permitir grandes distorções da célula ou até uma ruptura localizada da estrutura.

Além disso, destaca THORESEN, 1988, as paredes celulares de estaca prancha costumam ter comprimentos variando entre 20,0m e 25,0m e no momento da cravação devem-se cravar todas as estacas ao longo da célula de maneira a não se obter variações de cravação superiores a 0,70m entre estacas justapostas. O critério de cravação deve ser avaliado por um engenheiro geotécnico em cada caso.

Esta concepção é bem usada quando é possível a cravação das estacas em solo, porém, pode-se encontrar uma camada rochosa na superfície desse solo. Neste caso a solução deve ser a abertura de uma vala na rocha para que se possa colocar a parede de estacas prancha dentro dessa vala e depois preencher com groute ou concreto de modo a solidarizar a parede na fundação. No entanto, este procedimento pode elevar muito o custo da obra, pois, necessitaria de apoio de mergulhadores durante a execução.

Uma atenção especial deve ser dada durante a construção, pois, as células frontais da parede, ou seja, aquelas em contato direto com o mar, devem ser cravadas numa profundidade tal que não ocorra recalques diferenciais. Isto para que a viga de concreto armado, executada no topo da parede, não seja prejudicada. Outro ponto importante, é o cuidado que se deve ter no travamento das células após sua cravação e antes do preenchimento com areia, para que as ações horizontais de onda e corrente não desestabilizem a estrutura, conforme dito anteriormente.

Por fim, podem-se destacar vantagens e desvantagens desse tipo de obra em relação à parede de estaca prancha simples, que serão descritas a seguir:

- em relação à estrutura de estaca prancha tradicional, que possui alto o custo à medida que aumenta a profundidade de água, este tipo de estrutura celular torna-se mais competitivo. Para as paredes celulares, o diâmetro mínimo é determinado pela estabilidade global da estrutura em relação às forças horizontais e o diâmetro máximo é determinado pela máxima tensão de tração que a ligação entre perfis resiste. Após a

determinação dos diâmetros, a profundidade da água está vinculada ao diâmetro adotado;

- uma das vantagens é a grande capacidade de resistir bem aos esforços horizontais, como de atracação, amarração e aos empuxos do material de enchimento. Em condições favoráveis de solo e do material de enchimento, a parede celular pode suportar um empuxo devido a uma carga accidental de até $25,0 \text{ tf/m}^2$, enquanto que a parede de estaca prancha tradicional, normalmente, suportaria uma carga accidental entre $3,0$ e $5,0 \text{ tf/m}^2$;
- no caso em que a estrutura necessite de tirantes e pelas circunstâncias seria impossível a cravação desses, a parede celular pode ser uma boa solução;
- comparando-se com outros tipos estruturais, a parede celular deve ser executada em períodos curtos de tempo;
- há um perigo no caso de colisão com um navio, pois, uma ruptura localizada na estrutura poderia provocar grande desestabilidade e ainda provocar grandes recalques na plataforma de operação devido à fuga de parte do material de enchimento;
- em relação às cargas concentradas, a observação a ser feita é que alguns equipamentos de operação, como por exemplo o portêiner, necessitam de trilhos para sua locomoção, neste caso este tipo estrutural não seria adequado.

Uma variação do uso dessas estruturas celulares, seriam os dolphins de atracação ou amarração e estruturas de proteção contra impacto de navios (por exemplo, para proteção de pilares de pontes, sobre rios navegáveis).

3.2.2.2 Paredes de Estaca Prancha Simples

O material usado para as estacas prancha pode ser desde a madeira para estruturas menores e mais simples até o concreto armado ou aço para estruturas maiores. Atualmente, o material mais utilizado para este tipo de obra é o aço (THORESEN, 1988).

As figuras 3.16 e 3.17 mostram dois tipos estruturais com paredes de estaca prancha simples e dois tipos com plataforma de alívio.

Figura - 3.16– paredes de estaca prancha simples (AGERSCHOU, 1983)

Figura - 3.17– paredes de estaca prancha com plataforma de alívio (AGERSCHOU, 1983)

Ao contrário dos cais de gravidade, estes são constituídos por estruturas leves e freqüentemente são soluções de custos menores e mais competitivos. Podem ser compostas por paredes de estaca prancha e tirantes ou no lugar de tirantes, estacas inclinadas conhecidas como cavaletes (ver fig's. 3.16 e 3.17). Normalmente, os cavaletes são usados em regiões de solos com baixa capacidade resistente onde seriam necessários grandes comprimentos de ancoragem dos tirantes.

O tamanho econômico dessa estrutura varia de 7,0m a 10,0m de parede livre, ou seja, excluindo-se o trecho de ficha segundo THORESEN, 1988. Ainda o mesmo autor constata que para os tirantes, usualmente são utilizados barras de 5,0cm a 10,0cm de diâmetro com fator de segurança entre 1,5 e 2,0, isto pela dificuldade em determinar a força de tração exata nos tirantes.

Por ser uma estrutura flexível, certa acomodação do terreno é suportada pela estrutura sem maiores problemas.

A parede é projetada para absorver momentos oriundos dos empuxos de solo, hidrostáticos e de carga acidentais. A parede é suportada pelo tirante que está próximo ao topo e pela ficha, trecho da estaca imersa solo resistente. Essa altura de ficha (altura “z”, como mostrado na figura-3.18, somada ao tirante, devem ser suficientes para equilibrar o empuxo de solo, a pressão hidrostática exercida na parede e o empuxo de carga accidental).

As forças oriundas das defensas praticamente nunca são problemas para essas estruturas, pois, elas aliviam a ancoragem dos tirantes e localmente, próximo ao topo, são equilibradas com a reação do solo em sentido oposto.

As componentes verticais resultantes dos empuxos E_a e E_p , são equilibradas pela resistência de ponta e atrito do solo com a estaca prancha. A força de ancoragem é absorvida pelo empuxo passivo de solo na região da placa de ancoragem de cada tirante. As consequências de uma falha de ancoragem deveriam ser sempre levadas em conta no projeto (THORESEN, 1988). Porém, há uma distância mínima da placa de ancoragem até a parede de estaca prancha de modo a se obter a estabilidade global. Usualmente, a linha de ruptura crítica do solo é formada da base inferior da placa de ancoragem até o pé da parede, e o comprimento do tirante fica determinado por essa linha de ruptura (AGERSCHOU, 1983). Algumas alternativas de ancoragem em relação à parede de estaca prancha simples com um tirante, serão comentadas no capítulo-5.

Quando se usa uma ficha maior, é possível redistribuir os esforços na parede, diminuindo-os na região livre da parede e na placa de ancoragem. O ideal para esta situação é conseguir equilibrar numericamente os máximos momentos na estrutura, para que se tenha o dimensionamento econômico. Esta solução é utilizada normalmente em locais de águas mais profundas ou de solos muito moles.

Em alguns casos, com profundidade de 8,0m até 12,0m de água, os valores numéricos dos momentos na parede na região dos tirantes podem ser de um terço a dois terços do valor do momento máximo. Para paredes de estaca prancha metálica, esse baixo valor de momento na região do tirante e com momento zero em torno dessa região, é conveniente por tratar-se de uma zona onde ocorre a máxima corrosão, ou seja, a região que compreende a variação de maré (AGERSCHOU, 1983).

No entanto, como será visto logo adiante, paredes com alturas maiores que 10,0m, pode ser interessante utilizar estrutura com plataforma de alívio sobre estacas.

Figura - 3.18- paredes de estaca prancha com um nível de tirante e variação no comprimento da ficha (AGERSCHOU, 1983)

Uma alternativa seria usar dois níveis de tirantes na parede, reduzindo consideravelmente os esforços de momento. Desta maneira, pode-se reduzir o comprimento da ficha da parede também. O inconveniente é que pode haver uma restrição neste caso, o nível de variação da maré que pode dificultar a execução do segundo nível de tirantes. Essa solução pode ser boa quando a variação do nível d'água é grande.

No caso em que haja mais de um nível de tirantes, as placas de ancoragem dos tirantes de segundo ou terceiro nível, podem ser colocadas mais próximas da parede da estaca prancha sem diminuir a segurança estrutural e deste modo economizar nos comprimentos dos tirantes. Isso é possível porque a linha de ruptura do solo aproxima-se da parede frontal do cais à medida que caminha para o pé da parede. Pode acontecer também, na possibilidade de instalar tirantes com comprimentos variáveis, gerar uma economia irrelevante, sem contar com a possibilidade de interferências no local e também da dificuldade de uma execução subaquática.

No geral, as paredes de estaca prancha não são adequadas em solos onde há muitas rochas, pelo fato de não ser possível sua cravação. Nestes casos, uma alternativa que pode ser estudada para garantir o equilíbrio da estrutura, pode ser a fixação da mesma na rocha, através de uma trincheira executada com esse propósito. Para garantir posteriormente a solidarização entre a parede e a rocha, deve-se preencher a trincheira com concreto ou graute.

Este procedimento é semelhante ao descrito anteriormente para paredes celulares de estaca prancha.

Para o caso geral de solos moles e que não seja possível usar tirantes, seja por motivos de interferência ou comprimentos excessivos dos tirantes, pode-se usar uma outra solução usando estacas inclinadas e ancoradas:

Figura - 3.19– paredes de estaca prancha com dois níveis de tirante (AGERSCHOU, 1983)

De maneira geral, as paredes de estaca prancha, por si só não são resistentes aos carregamentos horizontais, como empuxos de solo, forças de atracação, amarração, etc. Essas forças horizontais normalmente são absorvidas parte pela ficha da estaca prancha e parte por tirantes ou cavaletes ligados à estrutura e também parte pela região de solo apassivado no terrapleno.

Para um cais com parede de estaca prancha pequena, somente a ficha pode ser suficiente para o equilíbrio da estrutura, no entanto, esta solução não serviria para um terminal de contêineres.

Um fator que deve ser levado em consideração no dimensionamento da parede, além dos empuxos de solo e carga accidental, na parede há também um empuxo hidrostático que resulta das diferenças entre os níveis d'água do lado interno e externo da parede. Este caso ocorre quando há abaixamento rápido do nível da maré e ainda não foi possível abaixar o nível d'água do lado interno da parede, ou seja, os níveis d'água interno e externo à parede ainda não se equilibraram (AGERSCHOU, 1983). Esse fenômeno ocorre em função da permeabilidade do solo e da velocidade de abaixamento da maré.

Para minimizar esse problema, pode ser feito um colchão de enrocamento sob o pé da parede de modo a facilitar esse fluxo de água e diminuir rapidamente a pressão hidrostática diferencial na parede.

Para todos esses tipos de estrutura com estaca prancha simples, não foram mencionados os tipos de equipamentos envolvidos na operação portuária. No caso de se usar equipamentos que correm sobre trilhos, é necessário a criação de vigas sob estes trilhos e estas apoiadas em linhas de estacas, para garantir rigidez ao apoio do trilho.

Portanto, os tipos mostrados anteriormente, normalmente são usados quando se usam equipamentos de operação de pequeno porte e sobre pneus (cargas pequenas).

Outros fatores importantes que o projeto deve contemplar, são a verificação da estrutura nas diferentes fases de construção, o período da construção, os métodos de preenchimento atrás da parede de estaca prancha, o tempo de preenchimento, etc. (THORESEN, 1988).

3.2.2.3 Paredes de Estaca Prancha com Plataforma de Alívio

Alguns autores, como THORESEN, 1988, subdividem a estrutura de parede de estaca prancha com plataforma de alívio em dois subgrupos, sendo um com plataformas rígidas e outro com plataformas semi-rígidas. Para fim deste trabalho, estes dois grupos serão descritos como pertencentes à apenas um grupo – “parede de estaca prancha com plataforma de alívio”, conforme exposto anteriormente.

Quando a altura do cais exceder 8,0m a 10,0m, a parede de estaca prancha simples poderá não ser a solução mais econômica. Neste caso pode-se usar mais um nível de tirantes, como dito anteriormente ou colocar uma plataforma de concreto apoiada sobre as estacas (THORESEN, 1988). Este último método é conhecido como cais dinamarquês.

O cais dinamarquês constitui uma alternativa ao processo tradicional para região de solos moles e cargas elevadas sobre a plataforma de operações. Este método utiliza o princípio de redução do empuxo sobre a parede sendo que parte do carregamento do solo e toda a carga accidental são transmitidas ao estaqueamento através da plataforma.

Esse tipo de estrutura foi desenvolvido pela Christiani & Nielsen (Brinch Hansen, 1946) e a idéia básica é aliviar o empuxo exercido sobre a parede, transportando-o esse acréscimo de carregamento diretamente nas estacas.

Figura - 3.20– estrutura de paramento fechado com plataforma de alívio (AGERSCHOU, 1983).

Uma diferença básica entre os dois tipos de estrutura, sem a plataforma de alívio e com a plataforma de alívio é que no primeiro caso a carga acidental sobre a estrutura influencia no empuxo do solo e no segundo caso não, pois, essas cargas são transmitidas diretamente para o estaqueamento, juntamente com seu peso próprio e parte da camada de solo que está acima da plataforma.

O balanço da plataforma de alívio é importante porque como o carregamento vertical carrega todas as estacas a linha de estaca do lado oposto ao balanço recebe uma componente de tração (binário de forças para equilibrar o carregamento do balanço) aliviando o carregamento de compressão das estacas ou até mesmo anulando o carregamento vertical de compressão.

A parede de estaca prancha pode ser totalmente ou parcialmente engastada na plataforma, isso é uma decisão do projetista, porém, é importante destacar que essa região de ligação está numa zona de grande agressividade ambiental (região de variação do nível da maré) e, portanto, não convém projetar essa ligação para suportar grandes esforços. No item “Detalhes de Ligações Especiais”, será melhor detalhada algumas ligações entre estaca prancha e plataforma. Neste caso, o projetista deve analisar a estrutura do ponto de vista de plastificação, capacidade de rotação e durabilidade (abertura de fissura). Em locais marítimos não é conveniente que a estrutura possua fissuras em virtude da existência de agentes agressivos às armaduras. Uma alternativa a isso seria colocar um material de sacrifício para

e elevar ou ao menos garantir a vida útil da estrutura prevista em projeto no caso de paredes metálicas (AGERSCHOU, 1983) ou fazer manutenção periodicamente.

O método principal de construção desse tipo estrutural segundo THORESEN, 1988 é descrito a seguir:

- Cravam-se as estacas verticais e inclinadas;
- Cravam-se as estacas prancha e logo após, estas devem ser ancoradas nas estacas inclinadas ou no solo de modo a garantir a estabilidade das mesmas (podem ser ancoragens provisórias);
- Executa-se o terrapleno atrás da parede de estaca prancha com um material adequado (se possível com ângulo de atrito interno elevado para não proporcionar um empuxo grande sobre a parede);
- Executa-se a plataforma sobre as estacas;
- Complementa-se com uma camada de solo sobre a plataforma até atingir o nível desejado;
- Executa-se o pavimento para dar o acabamento final do piso;
- Executa-se a dragagem do fundo do mar caso necessite¹³.

O tamanho ótimo dessa estrutura, do ponto de vista econômico, possui altura livre da parede entre 14,0m e 18,0m dependendo das condições geotécnicas e do custo de cravação das estacas prancha (THORESEN, 1988).

Pode-se ainda executar um pequeno talude sob o cais de modo a diminuir o empuxo de solo sobre a parede e assim conseguir uma economia maior na estrutura. Este último tipo, mencionado anteriormente, pode ser caracterizado como uma estrutura de transição entre a parede de estaca prancha com plataforma de alívio e a estrutura de paramento aberto, ou seja, sem parede frontal.

3.3 Exemplo de um Método Construtivo para Terminal de Contêineres

Um método executivo que é muito utilizado hoje em dia é o método concebido com peças premoldadas e moldadas “in loco”. Este tipo de obra torna-se muito competitivo porque

¹³ a dragagem pode ser executada anteriormente, desde que a estaca prancha tenha sido devidamente cravada e ancorada.

é de fácil execução, diminui consideravelmente a quantidade de formas (diminuindo o custo) e agiliza sua produção. Por outro lado, o tamanho das peças premoldadas fica limitado em função dos tipos de equipamentos de transporte disponíveis em cada obra e o controle de locação da estrutura na obra torna-se mais rigoroso.

Pode-se dizer em linhas gerais, uma seqüência para o método construtivo da estrutura conforme descrito abaixo. As fotos a seguir mostram algumas etapas da execução do TECON III no Porto de Santos.

- Executar a dragagem, no local de implantação da obra, se necessário;
- Iniciar a cravação de estacas verticais e inclinadas. Para as estacas do cais, deverão ser usados flutuantes e/ou plataformas de apoio para possibilitar a cravação. Normalmente, para a retroárea, é comum executar aterro e pavimentá-lo ao invés de cravar estacas e executar superestrutura. Isso está muito ligado ao tipo de solo;

Figura - 3.21– cravação de estacas sobre flutuante (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)

- À medida que as estacas são cravadas, no final da cravação quebra-se a cabeça das estacas preservando as armaduras existentes de modo que estas sejam ligadas posteriormente às armaduras das vigas. Isso denomina-se de arrasamento das estacas;

**Figura - 3.22– execução do arrasamento em uma das estacas no TECON-III
(ANDRADE GUTIERREZ, 2005)**

- Para o apoio das vigas premoldadas é necessário que haja sobre as estacas uma placa de apoio dessas vigas. Essa placa de apoio é vazada com diâmetro interno menor que o da estaca para permitir seu apoio sobre a mesma e também para permitir a passagem das armaduras da estaca. Normalmente essa placa fica apoiada na região do cobrimento da estaca. Externamente essa placa possui seção quadrada com lado igual a largura da viga, para apoiá-la devidamente;
- Executar o lançamento do concreto “in loco” (1ª fase) somente nos trechos vazados da estaca de modo a preencher a cabeça da estaca. Para que o concreto não vaze para dentro da estaca, coloca-se uma forma no interior da estaca de modo a garantir que o concreto lançado tenha a mesma espessura da placa de apoio;

Figura - 3.23– placa de apoio sobre a estaca com seu interior concretado (1ª fase)
(ANDRADE GUTIERREZ, 2005).

- Lançar as vigas premoldadas sobre as placas de apoio nas estacas. Estas vigas possuem seção transversal em “U”, conforme figura 3.27. A viga não é totalmente maciça para que seu peso não exceda a capacidade de transporte dos equipamentos da obra;

Figura - 3.24-lançamento das vigas premoldadas sobre as estacas (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)

- Após lançamento das vigas “U”, posicionar as armações complementares das vigas e lançar o concreto “in loco” (2ª fase) até preencher toda a viga premoldada;

- Colocar as lajes premoldadas sobre as vigas e lançar o concreto “in loco” (3ª fase) por entre as lajes até nivelar com a face superior das lajes.

Figura - 3.25– concretagem “in loco” (3ª fase) entre as lajes premoldadas (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)

- Após cura do concreto da 3ª fase, posicionar as armaduras negativas das vigas e armaduras da laje para aplicar a última camada de concreto (4ª fase) dando continuidade a toda a estrutura;

Figura - 3.26– vista acabada de parte da estrutura da retroárea do TECON-III junto ao cais (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)

Figura - 3.27– detalhe das seqüências de concretagem (EGT ENGENHARIA)

- Por fim, executar o pavimento sobre a laje e as instalações (tubulação, cabos de energia, iluminação, etc.)
- No caso do TECON-III no Porto de Santos, foi feito um aterro na região da retroárea. Como havia solo mole na base, foi necessário fazer um aterro de pré-carga nesta região de modo a evitar grandes recalques no futuro;
- Colocaram-se drenos fibroquímicos para permitir a expulsão de água do subsolo e acelerar os recalques;

Figura - 3.28– vista da pré-carga com brita na parte superior do aterro na região da retroárea do TECON-III no Porto de Santos (ANDRADE GUTIERREZ, 2005)

- Após um período suficiente de pré-adensamento, retirou-se o aterro de pré-carga e executou-se a estrutura da retroárea.

3.4 Alguns Detalhes Importantes a Considerar

Neste item, pretende-se mostrar alguns tipos de ligações mais comuns entre partes da estrutura e chamando a atenção à importância desses detalhes em relação ao todo.

a) Detalhe de Ligação da Viga de Coroamento (concreto) na Estaca Prancha Metálica

A viga de coroamento tem a finalidade de melhorar a rigidez no topo da parede devido ao aumento da espessura. Também está sujeita a esforços verticais e horizontais.

Uma especial atenção deve ser dada a essa viga na fase de projeto, no que diz respeito às tensões geradas pela retração e pela variação de temperatura no concreto. Outro cuidado que se deve ter é nas regiões de introdução de carga concentrada, por exemplo, nas ancoragens do cabeço de amarração, ancoragens de tirantes, etc.

A seguir, estão descritos alguns valores recomendados pelo EAU, 1996:

- Largura mínima da viga de coroamento igual a 15,0cm e altura de pelo menos 50,0cm;
- O trecho de estaca prancha dentro da viga de coroamento deve ser de pelo menos 10 a 15 cm.

Figura - 3.29– exemplo de detalhe de ligação entre a viga de coroamento e a parede de estaca-prancha (EAU, 1996)

Figura - 3.30– vista em elevação, corte transversal e corte superior da ligação entre viga de coroamento e parede de estaca-prancha (EAU, 1996).

b) Ancoragem de Tirantes do Topo da Parede de Estaca Prancha Metálica

Por razões estruturais e econômicas, normalmente a ancoragem dos tirantes nas paredes de estaca prancha metálica não são feitas próximas ao topo. Para o caso em que há uma grande distância entre a cota do fundo do mar e o topo da parede, podem-se usar tirantes auxiliares, ancorando-os junto ao topo da viga.

Figura - 3.31– ancoragem auxiliar no topo da parede para diminuição do seu balanço (EAU, 1996)

Dessa forma, consegue-se uma diminuição muito boa do deslocamento no topo da parede e também uma redistribuição dos carregamentos horizontais e dos esforços de momento nesta região da parede. No entanto, essa ancoragem auxiliar não é levada em conta no cálculo do sistema estrutural principal da parede.

As figuras a seguir, mostram alguns detalhes de ligação entre tirante e parede de estaca prancha.

Figura - 3.32– a) rosca sem aumento do diâmetro. B) rosca com aumento do diâmetro (EAU, 1996)

Figura - 3.33– ligação entre tirante a perfil metálico (EAU, 1996)

c) Ligação entre Parede de Estaca Prancha Metálica e Plataforma de Concreto (superestrutura)

Conforme dito anteriormente, as rigidezes entre a parede de estaca prancha e a plataforma (superestrutura) são muito diferentes.

Para que essa ligação não seja pesada e também não permita a transferência de grandes esforços, é conveniente que a ligação permita uma rotação livre da parede em relação à plataforma, ou pelo menos, que a rotação seja suficiente para que a parede não transmita esforços concentrados na plataforma.

Outro motivo que leva ao não engastamento total da parede na plataforma, por exemplo, quando for necessário aumentar a profundidade do calado, os esforços na parede também aumentarão e é muito conveniente não transferi-los à superestrutura, pois, trata-se de uma região delicada de transferência de esforços.

Pode-se também ser necessário ligar uma estrutura com parede de estaca-prancha metálica numa estrutura de concreto, na direção longitudinal do cais. Por exemplo, num alargamento de cais onde uma das estruturas é de concreto e a outra é metálica.

4 Estudo das Ações nas Estruturas de Acostagem

As ações a serem consideradas em obras portuárias marítimas são:

1. peso próprio;
2. carga accidental (carga vertical variável e equipamentos);
3. atracação;
4. amarração;
5. geotécnicas;
6. correntes marítimas;
7. ondas;
8. ventos;
9. variação da temperatura e gradiente;
10. retração;
11. terremoto em zonas sísmicas;
12. geleiras.

As ações de corrente, onda, vento e variação de temperatura são consideradas ações ambientais. As principais normas a serem utilizadas são:

NBR – 6123 – Forças devidas ao Vento em Edificações – Procedimento

NBR – 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas

NBR – 9782 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais

Normas complementares:

NBR – 7187 – Cálculo e Execução de Pontes em Concreto Armado – Procedimento

NBR – 7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre - Procedimento

NBR – 7189 – Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias – Procedimento

4.1 Carregamento Permanente

Refere-se a todo o carregamento da estrutura, denominado peso-próprio e algum elemento que não faz parte necessariamente da estrutura, mas que se incorpora à mesma de modo permanente, como por exemplo, enchimento de algum material na estrutura, pavimento, edificações ou qualquer outro elemento que se apóia na estrutura de modo permanente.

Alguns exemplos:

- Pipe-Rack;
- Correia Transportadora;
- Pipe-Way para tubulação de água potável e incêndio;
- Bandejamento de Cabos;
- Postes para Iluminação, etc.

No caso de elementos protendidos, a protensão é uma ação permanente.

4.2 Carregamento Variável

4.2.1 *Vertical*

São consideradas cargas variáveis aquelas que não solicitam a estrutura de modo permanente e têm mobilidade sobre a estrutura. São denominadas de carga acidental e podem ser devidas aos equipamentos de operação do porto (portêineres, transtêineres, empilhadeiras, guindastes, veículos, ferrovia, etc.) e também às cargas manipuladas (carga geral, graneis líquidos e sólidos, contêineres, veículos, etc).

As cargas móveis geram vibrações nas estruturas e estas podem aumentar a solicitação estrutural. Para suprir esse esforço adicional, a NBR-9782 exige que seja considerado um fator de segurança adicional, o fator de impacto.

O coeficiente de impacto para as cargas móveis (veículos e composições ferroviárias), determinados pela NBR-9782 é igual a 1,2 e ficam isentas desse fator as lajes que possuem aterros ou pavimento com espessura maior que 0,80m. Para alturas intermediárias pode-se

interpoler esse valor. O carregamento dos veículos deve obedecer à classe 45 da NBR-7188 e as composições ferroviárias devem obedecer à classe TB-360 conforme NBR-7189, caso estes sejam críticos em relação aos veículos ou equipamentos de operação no porto.

Para os guindastes de pórtico sobre trilhos, os portêineres e transtêineres, a norma NBR-9782 fornece as características principais para alguns tipos de classe. Para a classe especial, as características dos equipamentos de operação, devem ser fornecidas pelo fabricante.

4.2.2 Horizontal

As cargas horizontais estão ligadas à operação de atracação e amarração do navio, ao empuxo de solo da retroárea e ao efeito dinâmico do portêiner (a força transversal é devida ao impacto lateral, como nas pontes rolantes e a força longitudinal é devida a frenação). Também há carregamentos horizontais devido às ações ambientais, ou seja, solicitações na estrutura devido às cargas de vento, corrente marítima, onda e temperatura.

O vento somado à corrente incide sobre o navio proporcionando os principais esforços para o cálculo da amarração. Para as ações dinâmicas ou de impacto dos portêineres (transversal e longitudinal), a norma NBR-9782 recomenda que as ações horizontais sejam da ordem de 10 a 15% da ação vertical transmitida pelas rodas e estas devem ser somadas ao vento no portêiner. As ações horizontais devido a frenação e aceleração dos veículos e dos trens devem ser determinadas conforme a norma NBR-7187.

Quando há uma cortina entre o cais e a retroárea, para contenção do aterro da retroárea, deve-se considerar o empuxo nessa cortina que normalmente é um valor bastante significativo.

A seguir será melhor descrito cada um desses tipos.

4.2.2.1 Atracação

O impacto do navio na estrutura é uma das principais ações a serem consideradas no projeto do cais. Esta força de impacto pode ser deduzida a partir da equivalência da energia cinética do navio e a energia de deformação da estrutura, considerando-se que há perdas na transmissão desses esforços entre a estrutura e o navio, principalmente no giro do navio e nas defensas. De uma forma mais simplificada podemos entender que os esforços de impacto do navio são determinados considerando a energia de deformação da estrutura (pois, ela realiza trabalho, dissipa energia) mais a energia de deformação das defensas, como o saldo da energia cinética do navio após o giro.

Essa energia de impacto do navio é função do tamanho do navio, da velocidade de manobra na atracação e dos movimentos do navio sob ação da maré e da corrente.

As dimensões básicas de um navio, são:

Figura - 4.1 – dimensões básicas do navio.

L_{OA} = comprimento total do navio (distância longitudinal entre extremos do navio);

B = boca (largura, distância transversal entre extremos);

P = pontal (altura total do casco do navio);

D = calado (altura entre a quilha de flutuação e a quilha);

W = deslocamento (peso do volume de água deslocado pelo navio);

DWT = “deadweight” – diferença entre o deslocamento em carga e em lastro.

É importante observar que o “deadweight” e a posição dos níveis máximo e mínimo da maré determinam a fixação do coroamento da obra de acostagem e o gabarito de equipamentos. A figura a seguir mostra estas duas condições extremas.

Figura - 4.2 – navio em lastro e em carga, respectivamente nas marés máxima e mínima.

A energia cinética característica transmitida pelo navio ao sistema defesa/estrutura é determinada conforme recomendação da norma NBR-9782, por:

$$E_c = \frac{1}{2} \cdot (M_1 + M_2) \cdot V^2 \cdot C_e \cdot C_r$$

Onde:

E_c = energia cinética característica nominal;

M_1 = massa deslocada pelo navio;

M_2 = massa de água adicional;

V = velocidade do navio perpendicular à linha de atracação;

C_e = coeficiente de excentricidade;

C_r = coeficiente de rigidez.

A massa M_1 é a massa total do navio carregado e a M_2 é a massa de água deslocada pelo navio no momento da atracação. Essa massa de água equivale ao volume de um cilindro com

diâmetro da base numericamente igual ao calado do navio e com altura desse cilindro igual ao comprimento do navio.

A velocidade V de aproximação dos navios perpendicular à linha de atracação é influenciada por alguns fatores: tamanho do navio, condições de abrigo, uso de rebocadores, habilidade do piloto e condições meteorológicas. A norma NBR-9782 propõe uma tabela para velocidades mínimas de atracação, em função do tamanho dos navios.

condição	aproximação	velocidade perpendicular à linha de atracação (m/s)			
		até 1000 TPB ¹⁴	até 5000 TPB	até 10000 TPB	maiores
vento e ondas fortes	difícil	0,75	0,55	0,40	0,30
vento e ondas fortes	favorável	0,60	0,45	0,30	0,20
vento e ondas moderadas	aceitável	0,45	0,35	0,20	0,15
protegido	difícil	0,25	0,20	0,15	0,10
protegido	favorável	0,20	0,15	0,12	0,10

Tabela 4-1 – valores mínimos para cálculo da energia de atracação (NBR-9782).

O coeficiente de excentricidade C_e está relacionado à energia gasta no movimento de rotação do navio e é determinado pela fórmula:

$$C_e = \frac{r^2}{l^2 + r^2}$$

Figura - 4.3 – situação genérica para cálculo do coeficiente de excentricidade do navio.

¹⁴ TPB = Tonelagem de Peso Bruto (representa o porte do navio, capacidade de carga); 1 TPB = 1 DWT

Onde:

r = raio de giro do navio;

l = distância entre o ponto de contato e o centro de gravidade do navio, medida paralelamente à linha de atracação;

θ = ângulo de atracação;

CG = centro de gravidade do navio.

O coeficiente de rigidez “Cr” leva em consideração a parcela de energia da atracação que é absorvida pela deformação do sistema defesa/estrutura¹⁵. A norma NBR 9782 recomenda valores entre 0,90 e 0,95 dependendo da rigidez do sistema de defensas.

Para avaliar a transmissão da força de atracação para o cais, os fabricantes de defesa fornecem curvas relacionando a energia absorvida pela defesa com sua deformação e a força transmitida por elas, que são obtidas por ensaio à compressão.

Segundo MASON, 1981, com relação às velocidades de aproximação e manobra, há uma grande disparidade na literatura para fixação de critério de projeto, mas, há consenso em alguns aspectos essenciais, que são:

- a) as velocidades de projeto deverão corresponder a manobras normais e corretas de atracação, excluindo os acidentes que deverão ser cobertos por seguro da obra e dos navios;
- b) as velocidades de atracação são maiores para navios pequenos do que para os grandes (muitas vezes a atracação de navios maiores é realizada com mais cuidado, por rebocadores e também por auxílio de *software* e propulsores do tipo “*bow thruster*”, como dito anteriormente);
- c) as velocidades são maiores para navios com movimentos oblíquos ao cais do que para navios com movimentos transversais ao cais.

Ainda MASON, 1981 complementa que, de modo geral, as práticas internacionais recomendam velocidades de atracação de projeto da ordem de 0,30m/s com ângulos de aproximação de 10° a 15°. A tabela a seguir, representa as velocidades de projeto alemão para grandes navios.

¹⁵ Entende-se estrutura como sendo a do navio, ou seja, o coeficiente de rigidez leva em conta a parcela de energia que é absorvida pela deformação do casco do navio.

condições de vento	condições de aproximação	velocidade normal ao cais (m/s)
forte	Difícil	0,40
forte	Favorável	0,30
moderado	Moderado	0,20
protegido	Difícil	0,15
moderado	Favorável	0,10

Tabela 4-2 – velocidade de aproximação dos navios (MASON, 1981).

Pode-se concluir destes resultados que a ordem de grandeza dessas velocidades é a mesma da velocidade em deriva dos navios, ou seja, sem atuação de forças propulsoras, somente forças do vento.

De modo simplificado, pode-se calcular a velocidade de deriva dos navios igualando a força devido à ação do vento sobre o navio e a força resistente ao deslocamento transversal. Essa força de resistência transversal do navio é equivalente à força que uma corrente de igual velocidade relativa exerceria sobre o navio. Este problema pode ser representado sob a forma de equação diferencial (MASON, 1981):

$$M \cdot \frac{du}{dt} = F - R$$

Onde:

M_1 = massa do navio;

F = forças externas atuantes;

R = resistência do meio fluido ao movimento do navio, $f(v)$;

u = velocidade a deriva do navio.

Portanto, a velocidade de atracação do projeto dependerá do caso considerado, caindo a responsabilidade da definição da velocidade e do grau de risco no projetista, eventualmente com o apoio do operador.

4.2.2.2 Amarração

Para os esforços de fixação dos navios nas obras de acostagem, chamados de esforços de amarração, devem ser levados em conta a ação dos ventos, ondas e correntes marítimas.

O navio quando está completamente livre constitui um sistema de seis graus de liberdade, como descrito a seguir, sendo três movimentos de translação e três de rotação.

Translação

- 1) deslocamento (“surge”) – deslocamento na direção longitudinal do navio, segundo eixo x;
- 2) abatimento (“sway”) - deslocamento na direção transversal do navio, segundo eixo y;
- 3) arfagem (“heave”) – deslocamento na direção vertical, para cima e para baixo, segundo eixo z.

Rotação

- 4) balanço (“roll”) – em torno do eixo x;
- 5) caturro (“pitch”) – em torno do eixo y;
- 6) cabeceio (“yaw”) – em torno do eixo z.

Figura - 4.4 – graus de liberdade do navio.

Para o cálculo do esforço de projeto deve-se sempre levar em conta a combinação desses efeitos. As forças de vento e corrente estão baseadas em conceitos de Hidrodinâmica Clássica. A seguir, será introduzida apenas a formulação para cálculo das forças de vento e conceitos básicos do sistema de amarração.

Para o efeito da amarração, os movimentos mais importantes são:

- deslocamento (na direção do eixo x);
- abatimento (na direção do eixo y);
- cabeceio (rotação em torno do eixo z)

No sistema de amarração, os cabos têm o objetivo de eliminar ou limitar dentro de valores estabelecidos, os deslocamentos dos navios, especialmente os movimentos mais importantes citados acima para o efeito da amarração.

Figura - 4.5 – exemplo de *layout* para os cabos de amarração (MASON, 1981)

A nomenclatura mais comum dos cabos, conforme indicado na figura acima, são:

- Lançantes (cabo 1)
- Transversais (cabo 2)
- linhas “*spring*” ou “*springlines*” (cabo 3)

Cada cabo tem uma finalidade diferente do outro, ou seja, suportam esforços diferentes. O primeiro tipo – lançantes – deve ser projetado para resistir forças de correntes e vento, com os navios sensivelmente alinhados com a direção das mesmas e também para limitar o cabeceio.

O segundo – transversais – são destinados a resistir principalmente aos esforços transversais de corrente e vento.

O terceiro – “*spring*” – possui a finalidade de complemento dos esforços longitudinais e transversais.

Para dimensionar o número de cabos, deve-se primeiro considerar a decomposição dos esforços e levando em conta a combinação mais desfavorável de vento e corrente com o navio em carga ou em lastro. Cabe ressaltar a importância de verificar sempre a força de ruptura do cabo. Para os cabos lançantes, no caso da existência de um cabo em cada extremidade, deve-se considerar apenas um cabo para resistir a todo o esforço longitudinal, porque o outro cabo, na verdade afrouxa e não trabalha à compressão.

O dimensionamento do cabeço de amarração e suas disposições são, em função dos esforços de amarração citados acima, do tamanho dos navios e dos tipos de obras de acostagem. Os esforços de amarração devidos à corrente e ao vento, são calculados conforme a seguir.

A força global exercida por um fluido em movimento sobre um obstáculo é dada a seguir:

$$F_{gl} = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho \cdot v^2 \cdot A \quad (1)$$

Onde:

k = coeficiente de forma;

ρ = densidade do fluido;

v = velocidade de escoamento do fluido;

A = área do obstáculo, normal à direção do escoamento do fluido.

Para o vento, calcula-se “ ρ ”, a densidade do ar (em kgf/m³), pela relação entre o peso específico do ar e a aceleração da gravidade (em m/s²), donde:

$$\frac{\rho}{g} = \frac{1,225}{9,81} \sim \frac{1}{8} \text{ (kgf.s}^2\text{/m}^4\text{)} \quad (2)$$

Substituindo (2) em (1), temos, conforme NBR 9782:

$$F_v = \frac{1}{16} \cdot k_v \cdot V^2 \cdot A_v$$

Sendo:

V_v em m/s;

A_v em m^2 ;

F_v em kgf;

$K_v = 1,2$ (coeficiente de forma conforme NBR 9782).

Para calcular as forças de vento e corrente, devem ser consideradas suas respectivas áreas de influência para cada direção (longitudinal ou transversal), conforme figura abaixo:

Figura - 4.6 – áreas de influência do navio para o vento (MASON, 1981)

Figura - 4.7 – áreas de influência do navio para as correntes marítimas (MASON, 1981).

Portanto, a força do vento, resulta:

a) força de vento longitudinal ao navio - $F_{VL} = \frac{1}{16} \cdot K_v \cdot V_v^2 \cdot A_{VL}$

b) força de vento transversal ao navio - $F_{VT} = \frac{1}{16} \cdot K_v \cdot V_v^2 \cdot A_{VT}$

Isso supondo que o vetor velocidade do vento está na direção longitudinal ao navio (a) ou transversal ao navio (b). No caso do vetor velocidade do vento ser oblíquo ao navio, basta decompor as velocidades nas direções longitudinal e transversal do navio.

Para a corrente usa-se novamente a equação (1) e desta vez com o peso específico da água do mar (γ), portanto:

$$\frac{\rho}{g} = \frac{1034}{9,81} \sim 105,5 \text{ (kgf.s}^2\text{/m}^4\text{)} \quad (3)$$

Substituindo (3) em (1), temos:

$$F_c = 52,8.K_c.V_c^2.A_c$$

Sendo:

V_c em m/s;

A_c em m²;

F_c em kgf;

K_c - coeficiente de forma.

Para se fazer a análise do coeficiente de forma, em se tratando de correntes marítimas, deve-se adotar coeficientes diferentes nos sentidos longitudinal e transversal. O casco do navio na direção longitudinal provoca uma menor resistência ao fluxo das correntes do que na direção transversal.

A profundidade da bacia de atracação influencia bastante no valor dos coeficientes de forma. As fórmulas propostas por (MASON, 1981) para os coeficientes são:

$$K_{cl} = 1 + \frac{D}{H} \quad (\text{longitudinal})$$

$$K_{ct} = 1 + \left(1 + \frac{D}{H}\right)^3 \text{ ou } K_{ct} = 1,57 \cdot \left(\frac{H}{H-D}\right)^2 \quad (\text{transversal})$$

Onde:

D = calado do navio;

H = profundidade da bacia.

Esta última fórmula de K_{CT} , foi baseada num modelo de orifício hidráulico afogado, com $D \ll H$.

No entanto, a NBR 9782 sugere uma tabela para definição do valor de k:

$\theta_c \backslash H/D$	0°	20°	40°	60°	80°	90°
1,1	0,0	1,2	3,1	4,1	4,6	4,7
1,5	0,0	0,5	1,3	2,0	2,3	2,3
7,0	0,0	0,2	0,6	0,8	0,9	0,9

Tabela 4-3 – valores aproximados do coeficiente de forma-k (NBR-9782).

Onde:

D = calado da embarcação;

H = altura do nível d'água no local;

θ_c = ângulo formado pela direção da corrente com o eixo longitudinal do navio.

Para cálculo dos esforços de amarração, no caso do alinhamento do navio com a corrente, deve ser considerada uma variação na direção da corrente de no máximo 20° (NBR 9782).

4.2.2.3 Defensas

Para que seja possível a determinação dos esforços de impacto na estrutura, é importante estudar o funcionamento das defensas.

Com a definição do valor do impacto do navio na estrutura, ou seja, da energia transmitida para defesa, há alguns critérios a serem considerados na escolha do tipo de defesa.

Segundo MASON, 1981, entre os requisitos principais na escolha de um sistema de defesa estão:

- impedir ao máximo o contato direto do navio com a estrutura, conforme figuras 4.8 e 4.9;
- não causar dano no casco do navio (as pressões máximas permitidas já estão previstas nos catálogos de defensas);
- ter capacidade de absorver totalmente ou boa parte da energia transmitida pelo navio de modo que a deformação da defesa transmita à estrutura uma força dentro dos limites suportados pela estrutura;
- capacidade de absorver esforços locais, aplicados a pequeno número de elementos protetores;
- os elementos de fixação das defensas devem ter resistência aos esforços solicitantes, principalmente aos esforços tangenciais;

Figura - 4.8 – defesa deve impedir o contato vertical do casco do navio com a estrutura (BRIDGESTONE CATALOGUE).

Figura - 4.9 – defesa deve impedir o contato horizontal do casco do navio com a estrutura (BRIDGESTONE CATALOGUE).

Usualmente os dados fornecidos pelos fabricantes de defensas são os diagramas força x deslocamento, onde se podem obter os valores de energia absorvida em função da força ou do deslocamento, conforme curva a seguir.

Figura - 4.10 – exemplo de curva de energia por de força de reação para defesa tipo ARCH (BRIDGESTONE CATALOGUE).

As figuras abaixo mostram detalhes típicos de chumbamento das defensas. Estes tipos de defensas são bastante usados em terminais para contêineres.

Figura - 4.11 – defesa tipo ARCH (BRIDGESTONE CATALOGUE)

Figura - 4.12 – detalhe de instalação da defesa (BRIDGESTONE CATALOGUE).

Alguns tipos de defensas podem ter uma grande deformação inicial com uma carga relativamente pequena e depois de um determinado valor de carga, ir aumentando a rigidez.

Outro tipo de defesa pode apresentar alta rigidez no início da deformação. Essa defesa é normalmente melhor, pois, absorve mais energia.

De fato, para deduzir a energia absorvida, basta integrar a área sob a curva força x deslocamento, conforme figura 4.13.

$$E_a = \int F.ds$$

Outro parâmetro importante de avaliação da defesa é o coeficiente de restituição que é a relação entre a energia restituída e a energia absorvida.

Figura - 4.13 – curva de absorção e restituição de energia das defensas (MASON, 1981)

De acordo com o gráfico acima, a área sob a curva (1) é a energia absorvida pela defesa e a área sob a curva (2) é a energia restituída. Dessa relação tem-se o coeficiente de restituição da defesa:

$$e = \frac{\text{área}OAB(1)}{\text{área}OAB(2)}$$

É importante conhecer este parâmetro no caso em que se tenha um segundo impacto do navio. Dependendo do tipo de defesa e também da intensidade do impacto, este último pode ser mais danoso à estrutura que o primeiro.

Pelo princípio de ação e reação, a força transmitida pela defesa à estrutura, tem mesmo módulo e direção mas sentido contrário à que é aplicada no casco do navio. Essa precisa ser limitada tal que a pressão máxima no casco do navio seja da ordem de 20 a 40 tf/m² (MASON, 1981). No entanto, as defensas fornecidas nos catálogos já consideram esses valores de pressão máxima no casco do navio.

4.2.2.3.1 Defensas Elásticas

O princípio de funcionamento dessas defensas é o princípio da deformação elástica, ou seja, toda a energia absorvida é devolvida ao sistema (navio-estrutura) sem deformação residual na defesa, na configuração de referência.

A maior parte desses tipos de defesa são feitas de borracha com um processo tecnológico especial de modo a garantir uma boa resistência mecânica e principalmente de durabilidade, referente à ação marinha.

A locação da defesa é feita em função dos tipos de cais, corridos ou com estruturas discretas (dolphins) e dos tipos de navios na atracação. No caso de um cais corrido, as defensas devem estar dispostas em intervalos regulares e não superando 30m de espaçamento, enquanto que nos elementos discretos (dolphins) deve haver pelo menos uma em cada elemento e sua quantidade pode variar em função do modelo. O problema para espaçamentos maiores entre defensas é a possibilidade do navio chocar-se contra a estrutura diretamente, conforme descrito anteriormente. Esse espaçamento deve ser verificado em relação à curvatura do casco do navio.

4.2.2.3.2 Defensas de Gravidade

O princípio desse tipo de defesa consiste em transformar a energia de impacto do navio em trabalho elevando-se o centro de gravidade de um peso acoplado a defesa.

Esse tipo de defesa traz algumas limitações, como por exemplo, grandes energias que devem ser absorvidas por grandes movimentos, o que por problemas de ordens construtivas, não é permitido além de certos limites. Portanto, essas defensas devem conter elementos móveis para absorção de energia com grande massa e isso proporciona uma grande carga acidental adicional na estrutura.

As defensas de gravidade são divididas em dois grupos: as defensas que operam na vertical e as defensas que operam na horizontal.

Figura - 4.14 – defensas de gravidade com operação na vertical (MASON, 1981)

Figura - 4.15 – defensas de gravidade com operação na horizontal (MASON, 1981)

No entanto, com o advento das defensas de borracha que são mais leves e eficientes, houve uma considerável diminuição de uso dessas defensas de gravidade.

4.2.2.3.3 Outros Tipos de Defensas

Há ainda um grupo de defensas distintas das relatadas acima que são as defensas pneumáticas e hidropneumáticas, conhecidas como defensas flutuantes ou “*Floating Fenders*”.

São basicamente elementos fechados de borracha com enchimento de ar sob pressão ou uma composição de ar e água sob pressão. Estas defensas posicionam-se entre a estrutura e o navio e podem absorver grandes energias. Há nesses dois casos uma válvula de segurança que não permite o aumento excessivo da pressão interna. Caso a pressão interna durante o impacto, passe de um determinado valor limite, o ar e/ou a água são expelidos por essa válvula.

Uma conclusão sucinta que pode ser tirada e usada como critério da escolha dos tipos de defensas a serem adotadas, são:

- a) tratando-se de uma obra esbelta, com a estrutura vazada, que não deve receber grandes esforços horizontais, a idéia é usar defensas com baixa constante de mola (baixa rigidez), ou seja, que absorvem grande parte da energia deformando-se bastante e conseqüentemente aplicando uma menor força na estrutura;
- b) de modo análogo, se a estrutura for maciça, com capacidade de resistir grandes esforços horizontais, pode-se adotar defensas elásticas com maior rigidez, aplicando à estrutura grande parte da força. A vantagem neste caso, é que este tipo de defesa é mais econômico.

Os demais tipos de defensas são pouco usados.

4.3 Ações Ambientais

São as ações provenientes dos ventos, temperatura, correntes marítimas e ondas.

4.3.1 Ventos

As ações devidas ao vento foram descritas anteriormente no item 4.2.2.2 – amarração.

Cabe ressaltar que os equipamentos de operação portuária como o portêiner ou MHC por exemplo, podem receber a ação do vento e transmiti-la à estrutura gerando esforços na mesma. Esses esforços podem ser significativos e devem sempre ser levados em consideração.

4.3.2 Temperatura

A temperatura está relacionada às variações dimensionais geradas pela variação da temperatura média do concreto em relação à temperatura de montagem. Quanto maiores as dimensões, maiores os esforços gerados pela temperatura. Costuma-se considerar conjuntamente com a temperatura os efeitos da retração que é também uma variação dimensional própria da cura do concreto que pode ser transformada numa queda de temperatura equivalente.

Usualmente se considera:

- a) Para temperaturas $\pm 15^{\circ}\text{C}$ em torno de temperatura de montagem;
- b) Para a retração do concreto armado uma queda de temperatura de -15°C , na ausência de um cálculo mais preciso.

4.3.3 Correntes Marítimas

O valor adotado da corrente marítima é aquele obtido em medições no local de implantação da estrutura. A norma NBR 9782, não estabelece critérios para isso. Na prática, tem-se visto que a velocidade das correntes situa-se numa faixa que varia de 0,5 m/s a 2,0 m/s. Para efeito do carregamento do navio, devem-se definir as velocidades paralelas e perpendiculares ao navio. A transformação dessa velocidade em carga sobre o navio foi discutida no item 4.2.2.2.

4.3.4 Ondas

Semelhante às correntes marítimas, as ondas também devem ser obtidas pelas medições no local de implantação da obra.

Segundo a NBR 9782, esses dados devem compreender a direção, período, altura significativa e altura máxima da onda. As ondas a adotar para definir as ações sobre as estruturas são denominadas ondas de projeto.

O período de recorrência da onda de projeto não pode ser menor do que a expectativa da vida útil da obra, sendo no mínimo 50 anos.

O período de recorrência da onda pode ser diminuído em função do tempo de atuação das ondas, para alguns casos.

4.4 Carregamento devido ao Empuxo de Solo

É definido como a ação proveniente do terrapleno atrás da estrutura portuária. O comportamento do terrapleno deve ser estudado conforme os princípios da Mecânica dos Solos e incluem as ações que incidem sobre a estrutura (empuxos de solo, efeito Tschebotarioff), recalques e a estabilidade global.

Os parâmetros do solo podem ser obtidos através de ensaios de campo e laboratório ou de acordo com procedimentos da Mecânica dos Solos.

A norma NBR-9782 cita algumas restrições e recomendações para a definição de parâmetros para o cálculo do empuxo de solo. As ações geotécnicas são melhor detalhadas no capítulo 5 – “Fundações”.

4.5 Considerações sobre as Combinações dos Carregamentos

Neste item serão discutidos os coeficientes de ponderação que devem ser adotadas para algumas combinações de carregamentos de acordo com as normas NBR 8681 e NBR 9782.

Os carregamentos considerados para este trabalho, serão os seguintes:

- Peso próprio;
- Carga acidental (contêineres);
- Guindastes sobre trilhos (portêiner);
- Guindaste sobre pneus (*Mobile Harbour Crane*);
- *Reach Stacker*;
- Atracação;
- Amarração;
- Temperatura;
- Vento;
- Geotécnicos (empuxo da retroárea, atrito negativo, efeito Tschebotarioff, etc).

As ações de corrente estão inseridas no efeito da amarração.

A Norma de Ações e Segurança – NBR 8681, estabelece critérios para verificação no estado limite último e no estado limite de serviço. Para o estado limite último, os critérios para as combinações dos carregamentos são:

1. ações permanentes devem ser consideradas sempre;
2. ações variáveis normais serão consideradas, para cada combinação, como sendo uma delas principal atuando com o valor característico F_k , e as demais como secundárias e tendo seus valores característicos reduzidos para $\psi_0.F_k$.

Para análise linear, podem-se aplicar os devidos coeficientes de ponderação e combinação, tanto para os carregamentos antes do processamento ou nos esforços solicitantes depois do processamento.

Para a análise não-linear, os coeficientes de ponderação e combinação serão considerados antes do processamento, ou seja, nos carregamentos e não nos esforços solicitantes.

De maneira geral, as ações consideradas serão combinadas do seguinte modo:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}]$$

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ = valor característico da ação variável considerada secundária para a combinação;

ψ_{0j} = valor de redução para cada uma das demais ações variáveis.

Antes de apresentar os coeficientes de ponderação para cada tipo de combinação, será definido, conforme NBR 9782/8681, o que significa cada tipo de combinação.

Especial ou de Construção: são considerados os valores de combinação quando a estrutura possa atingir estados limites durante a construção da obra;

Excepcional: são considerados os valores de combinação quando as ações possuem duração extremamente curta e com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da obra;

Normal: quando não se configurar em algum dos casos acima.

Os coeficientes de ponderação nas combinações últimas, conforme NBR 8681, são os seguintes:

Combinação	Tipo de ação permanente	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio das estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio das estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio das estruturas moldadas “in loco”	1,35	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio das estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio das estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio das estruturas moldadas “in loco”	1,25	1,0
Excepcional	Peso próprio das estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio das estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio das estruturas moldadas “in loco”	1,15	1,0
Normal ou de construção	Efeitos de recalque de apoio e retração	1,20	1,0

Tabela 4-4 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação variável	Coeficiente de segurança
Normal	Efeito de temperatura	1,2
	Ação de vento	1,4
	Ações em geral	1,5
Especial ou de construção	Efeito de temperatura	1,0
	Ação de vento	1,2
	Ações em geral	1,3
Excepcional	Ações em geral	1,0

Tabela 4-5 – Ações variáveis consideradas separadamente.

Os coeficientes de redução Ψ_0 para as combinações últimas serão os seguintes:

Ações	Ψ_o
Depósitos, oficinas e garagens	0,8
Vento	0,6
Temperatura	0,6
Cargas móveis e efeitos dinâmicos	0,8

Tabela 4-6 – Valores dos coeficientes de redução para combinação última de ações variáveis.

Considerações Gerais:

A NBR-9782 determina que a carga acidental vertical não deve ser considerada simultaneamente com as composições ferroviárias ou equipamentos de manuseio na faixa de 1,0m de largura para cada lado do trilho.

Atualmente, os valores de carga acidental vertical nos terminais de contêineres superam $4,0 \text{ tf/m}^2$ e a norma recomenda que não se devem usar cargas inferiores ao trem-tipo 45. Para os equipamentos de manuseio, deve sempre ser considerado o dado fornecido pelo fabricante.

As ações concentradas provenientes da ancoragem e macaqueamento dos equipamentos também devem ser consideradas.

Para as ações de vento, os valores são estipulados conforme a norma NBR-6123, que devem sempre ser respeitada e nunca deve ser considerada uma ação de vento com velocidade inferior a 60 km/h, de acordo com recomendação da NBR-9782.

As ações variáveis que forem favoráveis não serão consideradas e as que tiverem parcelas favoráveis e desfavoráveis, que fisicamente não podem atuar separadamente, serão consideradas conjuntamente como uma única ação.

As ações variáveis devidas ao meio ambiente (correntes marítimas, marés, ondas e vento) somente serão combinadas com as demais ações variáveis, quando elas forem operacionalmente compatíveis. As condições limites de operação portuária, conforme NBR-9782, são:

- Vento de 60km/h;
- agitação residual de até 0,70m.

As ações devidas à atracação e amarração somente serão combinadas entre si quando elas forem possíveis de ocorrer simultaneamente, ou seja, quando o berço permitir atracação em lados opostos.

Ainda seguindo os passos da NBR-9782, é possível reduzir o efeito da carga acidental vertical do seguinte modo. Na área compreendida entre o trilho externo do guindaste e o paramento do cais, a carga acidental uniformemente distribuída pode ser reduzida a 40% do seu valor, não sendo considerado um valor inferior a $1,0 \text{ tf/m}^2$. Isto pode ser considerado porque a área em questão não é utilizada como depósito durante a operação.

Para avaliação dos efeitos de carga acidental sobre o terrapleno (empuxos, estabilidade global, etc.), contidos pela estrutura do cais, pode-se reduzir a carga acidental vertical por um

fator igual a 0,8. Isto porque esse coeficiente redutor considera que a carga acidental não atinge a totalidade da área.

Para avaliação das cargas nos elementos de fundação, pode ser aplicado um coeficiente 0,7 ao valor característico da carga acidental vertical. Da mesma forma, esse coeficiente redutor considera a pequena probabilidade de ocorrência da carga acidental com seu valor máximo.

Este último parágrafo, conforme estabelecido pela NBR-9782, é questionável, pois, a aplicação do coeficiente redutor de 0,7 em toda a carga acidental no seu valor característico, configura-se como uma sub-avaliação dos carregamentos nas estacas, uma vez que há grande probabilidade de existir a totalidade dessa carga acidental numa área determinada, que compreendem algumas estacas.

5 Fundações

5.1 Introdução

A finalidade deste capítulo é mostrar alguns dos principais problemas e cuidados que devem ser tomados em relação às fundações nas obras portuárias, bem como alguns métodos de cálculo. Esses pontos serão discutidos tanto do ponto de vista geotécnico como estrutural, dependendo do caso.

Os assuntos abordados serão:

- Considerações iniciais sobre investigação do solo;
- Tipos de estacas – descrições;
- Capacidade de carga das estacas;
- Atrito negativo nas estacas em solos moles;
- Pressões laterais em estacas;
- Empuxos de solo;
- Estabilidade global;
- Análise estrutural dos elementos de fundação na fase de transporte;
- Tirantes em solo.

Serão também citados, ao longo do texto, alguns aspectos relevantes das normas:

- NBR 6122 – “Projeto e Execução de Fundações”
- NBR 5629 – “Execução de Tirantes Ancorados no Terreno”

5.2 Considerações Iniciais Sobre Investigação do Solo

Primeiramente, é necessária uma investigação no local para que esta forneça subsídios aos projetistas, geotécnico e de estruturas. As investigações para fins de projeto e execução das fundações, de acordo com a Norma NBR-6122, compreendem:

- Investigações de campo;
- Investigações em laboratório sobre um grupo de amostras.

No caso das obras marítimas, a profundidade da investigação deve considerar as camadas erodíveis e ultrapassá-la, devendo sempre ser avaliada por um profissional especializado.

A NBR-6122 ainda cita alguns ensaios “*in situ*” com o intuito de avaliar melhor as características principais do terreno como: resistência e deformabilidade. Alguns dos ensaios citados abaixo devem seguir normas específicas:

- a) Ensaio SPT – “*Standart Penetration Test*” ou *Ensaio de Penetração Dinâmica*.
- b) Ensaio de penetração de cone (C.P.T.), utilizando-se um cone padronizado na cravação de modo a medir a resistência de ponta e o atrito lateral das camadas de interesse (conforme Norma – NB 3406);
- c) Ensaio de palheta – “*Vane Test*”, para determinar as características da resistência ao cisalhamento da argila através do momento de torção necessário para girar um conjunto com duas palhetas verticais (conforme Norma NB 3122);
- d) Ensaio pressiométrico que consiste na determinação da relação pressão-deformação lateral em diversas profundidades. Isso é feito através de uma sonda imersa no terreno e dilatando-se o seu diâmetro;
- e) Ensaio de permeabilidade que consiste em produzir um regime de percolação no maciço de solo obtendo-se o coeficiente de permeabilidade (pouco utilizado em obras portuárias, portanto, não será discutido nesse trabalho);
- f) Provas de carga com o objetivo de determinar as características de resistência e deformabilidade do terreno. Esse item será melhor discutido mais adiante.

Os ensaios “*in situ*” mencionados anteriormente, em nenhum caso substituem as sondagens de simples reconhecimento - SPT, conforme NBR-6122. Isso pela prática no

Brasil, no entanto, o uso de ensaios do tipo CPT está aumentando e países como Europa, tudo é baseado no ensaio CPT, inclusive perfis de sondagem.

A seguir, serão discutidos os tipos de ensaio.

i. Ensaio SPT

O ensaio mais utilizado no Brasil e em alguns países do mundo é o SPT – “*Standart Penetration Test*” ou *Ensaio de Penetração Dinâmica*. Quando se faz a sondagem de simples reconhecimento à percussão, pode-se associar o ensaio SPT para medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Com isso, pode-se conhecer o tipo de solo a cada metro perfurado, a resistência (denominada - N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador a cada metro e a posição do nível d'água no terreno.

O ensaio SPT consiste na cravação de um amostrador padrão através da queda livre de um martelo de peso 65 kg a uma altura determinada, no caso 75cm. Após cada metro de perfuração do solo, coloca-se o amostrador padrão e realizam-se os golpes com o martelo até a penetração de 45cm do amostrador. Conta-se o número de golpes para a cravação desses 45cm (sendo divididos em 3 grupos de 15cm). A soma do número de golpes necessário à penetração dos últimos 30cm do amostrador padrão é designado por “N”. Perfura-se novamente o terreno com auxílio de jato d'água até o metro seguinte e procede-se novamente a cravação do amostrador. O processo é repetido até a cota desejada.

ii. Ensaio de Cone – CPT / CPTU

O ensaio de cone também é conhecido por ensaio de cone mecânico/elétrico ou ensaio de penetração estática (ou quase-estática). O ensaio é realizado cravando-se com uma velocidade padronizada internacionalmente de 2,0cm/s (QUARESMA, 1998) o cone ou todo o conjunto (cone e luva de atrito) de forma alternada. Dessa maneira registram-se as cargas necessárias para a cravação da ponta e de todo o conjunto de forma a medir a resistência de ponta e ponta somada ao atrito lateral, respectivamente. Com esse ensaio consegue-se traçar um gráfico do atrito lateral local em função da profundidade.

Atualmente com o uso de cones elétricos, o ensaio torna-se fácil e de rápida execução, proporciona baixo custo e resultados confiáveis. No Brasil esse ensaio está sendo utilizado de forma crescente.

Hoje em dia, também é possível executar o ensaio CPTU – “*Piezicone Test*” o qual mede as pressões neutras do terreno ao longo de sua profundidade.

iii. Correlações Entre os Ensaios de Cone – CPT e o SPT

Como esses ensaios são muito utilizados em alguns países do mundo e no Brasil de forma crescente, há um grande banco de dados de resultados desses ensaios e do comportamento das fundações relacionadas a cada ensaio. Portanto, torna-se muito conveniente criar relações entre esses dois tipos de ensaios.

No entanto, é importante salientar que o emprego dessas correlações deve levar em conta os níveis de energia relacionados ao equipamento empregado para execução do ensaio SPT (QUARESMA, 1998).

iv. Ensaio de Palheta – “*Vane Test*”

O ensaio de palheta é utilizado para a determinação da resistência não-drenada (S_u) do solo mole. Consiste na rotação, com velocidade constante, de uma palheta cruciforme em profundidades pré-definidas. A medida do torque pela rotação, permite a determinação dos valores de resistência (S_u) do solo natural e amolgado.

v. Ensaio Pressiométrico

O pressiómetro de Ménard, idealizado por Louis Ménard, se destina a determinar as características de rigidez de solos e rochas.

Após a introdução do pressiómetro no terreno, através de um pré-furo, a pressão na célula é aumentada o que provoca um estado de expansão cilíndrica do solo ao redor da mesma. Desse modo pode-se avaliar a deformação radial do solo em função da quantidade de água introduzida na célula e assim determinar o módulo de cisalhamento do solo.

Há também o pressiómetro autoperfurante, cuja utilização tem sido feita de forma restrita, pois, limita-se a alguns tipos de solos apenas.

5.3 Tipos de Estacas – Descrições

Em muitas regiões costeiras no Brasil, há grandes camadas de solo mole, portanto, é muito comum a utilização de estacas como elementos de fundação, nessas regiões. Pois, as estacas têm a função de transmitir as cargas da fundação para as camadas mais profundas do solo.

A seguir, será melhor descrito os tipos mais comuns de estacas utilizadas atualmente:

1. Estacas de concreto (armado e protendido);
2. Estacas de aço;
3. Estaca mista (aço e concreto).

As estacas de concreto podem ser moldadas “in loco” ou cravadas e as de aço necessariamente cravadas.

O tipo de material e o tipo de execução de um determinado grupo de estacas, são determinados principalmente em função do solo a ser aplicado, da grandeza das cargas, dos equipamentos disponíveis para execução e do tipo de obra (COSTA, 1958).

As vantagens e desvantagens das estacas de concreto e aço ou ambos (estacas mistas) serão discutidas a seguir:

5.3.1 Estacas de Concreto

As estacas de concreto podem ser de concreto moldado “in loco” ou premoldadas.

A execução das estacas de concreto moldado “in loco” é mais lenta do que as premoldadas e necessitam de escavação inicial e forma para concretagem. Já as estacas premoldadas de concreto possuem a vantagem de se ter um maior controle do concreto durante sua fabricação e também maior rapidez de execução em relação às moldadas “in loco”.

No entanto, há lugares em que a execução das estacas moldadas “in loco” pode ser mais adequada, por exemplo, no caso de haver rocha na fundação e for necessário fazer um furo nela, ou aonde não é possível levar o equipamento de cravação das estacas.

Um tipo de estaca muito usado em obras portuárias é de estaca escavada com perfuratriz do tipo “Wirth”, por exemplo. Este tipo de estaca é muito usado em locais onde há a necessidade de perfurar rocha ou solo muito resistente para execução da estaca. O sistema de execução dessa estaca, basicamente, divide-se em duas situações:

- a) “*On-shore*” (executada diretamente no solo);
- b) “*Off-shore*” (executada sobre flutuante).

As seqüências executivas são muito parecidas e diferem-se pelo fato de uma ser executada sobre o terreno, e a outra, sobre uma plataforma flutuante. No primeiro caso, “*On-shore*”, a seqüência executiva é a seguinte:

- Cravação da camisa metálica, com utilização de martelo, até atingir rocha ou solo resistente;
- Escavação do solo no interior da camisa seguido de sua limpeza com utilização de caçamba ou “*hammer grab*”;
- Perfuração em rocha (pode-se executar inicialmente com trado de diâmetro menor até atingir o diâmetro do projeto, caso a escavação encontre dificuldade no avanço);
- Limpeza no interior da escavação com “*air-lift*”;
- Colocação da armadura;
- Concretagem submersa da estaca.

No segundo caso, “*Off-shore*” a execução é feita sobre flutuante e a seqüência é a seguinte:

- Posicionamento e cravação da camisa metálica com a utilização de martelo hidráulico ou vibratório;
- Instalação da perfuratriz hidráulica tipo Wirth para a perfuração e posterior limpeza;
- Colocação da armadura;
- Concretagem submersa da estaca.

As estacas premoldadas podem ser constituídas por um único elemento estrutural ou pela associação de até dois desses elementos estruturais, sendo denominadas neste caso de estacas mistas.

Uma limitação desse tipo de estaca é o comprimento e por esse motivo necessitam de emenda. As emendas são feitas por soldas em anéis inseridos nas extremidades de cada segmento da estaca. O comprimento das estacas é limitado pelo transporte, de veículos, de equipamentos de içamento e cravação ou pelo próprio processo de fabricação, que será visto a seguir.

Uma observação a ser feita para as estacas emendadas é o cuidado com que se deve executar essa emenda, de modo a melhorar a distribuição de tensões deixando o mais uniforme possível entre os segmentos de estaca. Uma opção seria usar graute entre o anel e a estaca, de modo a evitar grandes concentrações de tensões num único trecho da ligação e assim minimizar a probabilidade de ruptura durante a cravação.

Atualmente, um dos processos de fabricação de estaca que está sendo usado amplamente para as obras marítimas, é o processo de centrifugação das estacas. Com o avanço da tecnologia esse processo de centrifugação aumenta a capacidade resistente do concreto e melhora sua condição de durabilidade também.

O início do processo de fabricação da estaca centrifugada dá-se pela escolha dos materiais cimento e brita e o traço é determinado considerando-se que parte da água será expulsa pela centrifugação. A armadura é posicionada na forma, devidamente espaçada entre si e após o fechamento desta, o concreto é lançado por janelas abertas na parte superior da forma.

As formas são colocadas em suportes e presas pela extremidade em esteiras rolantes de modo que a centrifugação ocorra de maneira homogênea. O processo de centrifugação leva alguns minutos até o concreto adquirir certa resistência e homogeneidade. Também neste processo parte da água do concreto é eliminada, por isso é importante levar em conta no cálculo do traço, essa perda de água.

Após a centrifugação, as estacas são transportadas ainda nas formas para câmaras de cura a vapor, permanecendo-a em torno de seis horas. Finalizada a cura, as estacas são desformadas e levadas para a estocagem onde permanecem por um período mínimo de sete dias até atingir a resistência final.

Esse processo de fabricação também limita o comprimento das estacas, como dito anteriormente.

No caso do terreno apresentar camadas de areia compactada, pode-se utilizar injeções de água para facilitar a cravação das mesmas ou para o caso em que as estacas devam ultrapassar camadas de enrocamento pode-se fazer pré-furos para viabilizar sua cravação.

As estacas premoldadas podem ser cravadas no terreno por métodos diferentes como percussão, prensagem ou vibração (ALONSO, 1998). Esses métodos de cravação serão discutidos no item 5.4.3.1.

5.3.2 Estacas Metálicas

Normalmente, as estacas metálicas são compostas por peças simples de aço laminado ou soldado, como perfis I ou H, por exemplo, chapas dobradas de seção circular, quadrada ou retangular, como também de peças compostas formando a seção transversal com perfis diferentes. As emendas das estacas são feitas por solda.

Uma das grandes vantagens das estacas metálicas é a grande facilidade na cravação e grande capacidade de carga que possuem.

Outra facilidade está ligada à possibilidade de cravação de segmentos de estaca, requerendo equipamentos de cravação de menor porte. As emendas são facilmente executadas entre os segmentos, utilizando solda.

Na cravação de estacas prancha, por exemplo, a interferência com o terreno é menor do que com uma estaca de concreto, pois, as áreas das seções transversais inseridas no terreno são bem diferentes. As estacas metálicas causam uma perturbação mínima no terreno em relação às de concreto.

Por outro lado, deve-se tomar um cuidado especial em relação à durabilidade das estacas metálicas, principalmente no trecho de variação de maré, ponto crítico, cujo potencial de corrosão é maior.

Alguns meios de proteção contra a corrosão em estacas metálicas podem ser aplicados, para garantir uma melhor durabilidade da estrutura:

- pintura de proteção contra a corrosão;
- revestimento externo de concreto;
- sistema de proteção catódica.

Pode-se também em alguns casos, preencher a estaca metálica (no caso de uma camisa metálica) com concreto armado. Esse tipo será discutido a seguir, no item 5.3.3.

5.3.3 Estacas Mistas

Normalmente as estacas mistas utilizadas em obras portuárias são compostas por concreto e aço. Os exemplos mais comuns são estacas de concreto com ponta metálica ou um segmento de estaca em concreto unido a outro de aço. Também, pode-se executar uma estaca mista com mesmo material e tipos de execução diferentes.

A figura a seguir mostra para cada situação, um exemplo:

- Trecho de estaca metálica e outro em concreto premoldado, emendados por anel metálico;
- Estaca em concreto premoldado com ponteira metálica;
- Estaca raiz executada no trecho em rocha emendada com estaca premoldada vazada.

Figura 5.1 – três situações possíveis, mais comuns, de estacas mistas (ALONSO, 1998).

Pode haver também um caso em que o terreno, onde serão cravadas as estacas, possua uma grande camada de solo de baixa resistência e outra de argila dura. Neste caso pode ser conveniente ou até mesmo necessária a cravação de uma estaca mista concreto-aço. O segmento em aço seria limitado ao trecho de argila dura e o restante em concreto. O segmento de estaca metálica cravada em argila dura, pode evitar a ocorrência do fenômeno de levantamento devido a cravação de outras estacas próximas.

A estaca com ponteira metálica é utilizada para evitar a ruptura do segmento de concreto nos casos em que a mesma atingir a rocha.

Podem-se também executar estacas mistas misturando métodos executivos. Por exemplo, executando um trecho de estaca raiz em rocha e depois cravando um trecho de estaca premoldada, com seção vazada, de modo a poder executar a emenda com a estaca raiz. Essa pode ser uma solução quando a superfície da rocha encontra-se num plano muito inclinado em relação ao eixo de cravação da estaca. Isso evitaria um possível escorregamento da ponteira metálica ao encontrar a superfície da rocha, conforme figura 5.1.

O caso de preenchimento da camisa metálica com concreto armado é necessário quando a corrosão da estaca pode levar a uma ruína total ou parcial da estrutura. Neste caso, o trecho de estaca com concreto deve ser dimensionado considerando-se somente a seção de concreto

armado, para no futuro, quando o aço entrar em processo de corrosão, a estrutura permanecer estável e com um coeficiente de segurança adequado, conforme estabelecido por norma.

Normalmente, na prática, o preenchimento da estaca com concreto compreende desde o topo até o nível do solo (fundo do mar) ou até o nível o qual deverá resistir aos esforços de momento na estaca. A figura 5.2 ilustra uma possível condição, avançando o concreto cerca de 2,0m além do fundo do mar.

Figura 5.2 – exemplo de preenchimento de concreto na estaca para uma determinada situação.

Caso os esforços de flexão diminuam muito ao longo da estaca, pode-se armar somente o trecho em concreto que possui as maiores solicitações, não necessitando armá-la em toda sua extensão.

Obviamente, a camisa metálica deve suportar todo o esforço de cravação, pois, o concreto armado será lançado após sua cravação.

5.4 Capacidade de Carga nas Estacas

A carga máxima que pode ser exercida sobre as estacas está limitada de maneira a se obter uma segurança adequada contra a ruptura estrutural e também contra a ruptura geotécnica do local.

As ações em obras portuárias que provocam esforços nas estacas, são relacionadas com:

- fase de cravação;
- desequilíbrio de carga vertical na superestrutura;
- forças horizontais na superestrutura;
- fase de transporte;
- atrito negativo;
- empuxo no corpo da estaca, quando imersas em regiões de solos moles;
- estabilidade global.

Em relação ao ponto de vista estrutural da estaca, são feitas algumas observações.

No momento da cravação as estacas longas e esbeltas podem sofrer flambagem (efeito de 2ª ordem) e ainda ter uma tendência ao desvio da ponta em relação ao seu eixo vertical quando cravadas em solos moles (efeito de drapejamento). Essa tendência de desvio da ponta da estaca está ligada à zona de enfraquecimento do solo que pode ser originado da cravação anterior das estacas ou por deformação da argila na região de cravação (ALONSO, 1998). No início da cravação, a maior parte da estaca encontra-se acima da superfície do terreno, o que pode facilitar a ocorrência da flambagem (efeito de 2ª ordem).

Após a cravação, a experiência mostra que não existe qualquer perigo de flambagem (efeito de 2ª ordem) de estacas verticais carregadas axialmente e imersas em solos muito moles, pois, mesmo argilas muito moles proporcionam um confinamento lateral das estacas suficiente para evitar a flambagem (efeito de 2ª ordem) das estacas (TSCHEBOTARIOFF, 1978). No entanto, estacas em obras marítimas podem possuir um comprimento considerável fora do solo, nas obras cuja lâmina d'água são grandes. Neste caso, pode ocorrer o fenômeno da flambagem (efeito de 2ª ordem).

Outra verificação que deve ser feita para a cravação, é a tensão máxima atuante na cabeça da estaca, pois, a energia de impacto da cravação é alta. Há estudos, segundo COSTA, 1956, que essa grande concentração de tensões na cabeça torna-se independente das características do terreno e do avanço da estaca quando essas possuem comprimentos maiores que 9,0m. Neste caso, as ações geradoras de tensões na cabeça da estaca são exclusivamente determinadas pelo peso do martelo (ou pilão), altura de queda e rigidez do capacete metálico. Para estacas com comprimentos inferiores a 9,0m, a onda de propagação de tensões, no seu retorno, pode influenciar na grandeza das tensões na cabeça da estaca. Neste caso, a natureza do terreno influencia sobre o comportamento das tensões na cabeça da estaca.

Além disso, a rotação em planta da estrutura, devido uma carga horizontal excêntrica, também pode gerar esforços significativos na cabeça da estaca.

Os esforços decorrentes de carga vertical e horizontal serão discutidos no capítulo-6 e a verificação na fase de transporte será discutida mais adiante.

Em relação ao ponto de vista geotécnico, a determinação exata da capacidade de carga das estacas por meio de formulações teóricas é muito difícil. Portanto, os ensaios para determinação da capacidade de carga tornam-se de grande importância, principalmente onde as estacas devem suportar grandes cargas, que é o caso das obras portuárias.

Segundo a NBR 6122, a capacidade de carga geotécnica das fundações profundas pode ser obtida por métodos estáticos e dinâmicos.

Os métodos estáticos podem ser teóricos, embasados na teoria da Mecânica dos Solos, ou semi-empíricos, quando são usadas correlações com ensaios “*in situ*”. Os coeficientes de segurança são aqueles determinados por cada teoria.

Os métodos dinâmicos são baseados na verificação do comportamento das estacas quando submetidas à ação de carregamentos dinâmicos. Esses métodos utilizam as “fórmulas dinâmicas” e a “equação de onda”.

Segundo a NBR-6122, a determinação do coeficiente de segurança da carga admissível não deve ser inferior ao da tabela 5.1.

Condição	Fator de Segurança
capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Tabela 5-1 – fatores de segurança globais mínimos (NBR-6122)

No entanto, podem-se fazer alguns comentários referentes aos coeficientes de segurança para a determinação da capacidade de carga admissível na estaca.

A determinação da capacidade de carga admissível a partir da ruptura do solo é obtida mediante a aplicação do coeficiente de segurança adequado e não inferior a 2,0 (NBR 6122).

Este ponto da norma abre uma discussão, pois, a própria norma diz que em caso de haver ensaio de prova de carga na obra o coeficiente de segurança global geotécnico pode ser de 1,6, conforme tabela 5.1 e não 2,0 como citado anteriormente.

Essa diferença entre fatores de segurança pode ser entendida em função de quando a prova de carga será executada, ou seja, se o ensaio de prova de carga será executado antes do início da obra ou no fim da obra.

A carga admissível também pode ser feita através da verificação do recalque, sendo que o recalque pode ser determinado por provas de carga ou através de cálculo teórico ou semi-empírico.

Atualmente, muitos projetistas estão solicitando ensaios de prova de carga nas obras durante a evolução do projeto. Com isso, muitas vezes consegue-se reduzir o comprimento das estacas em razão do melhor conhecimento da resistência do solo no local.

No caso de prova de carga à tração ou carga horizontal, vale o coeficiente de segurança igual a 2,0 na ruptura.

5.4.1 Métodos Estáticos

Para avaliar a capacidade de carga geotécnica de uma estaca, pode-se utilizar a somatória de duas parcelas: a parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste e a parcela de carga resistida pela ponta. Portanto, da teoria clássica da capacidade de carga, tem-se:

$$Q_u = Q_p + Q_l$$

Onde:

Q_u = capacidade de carga de uma estaca isolada;

Q_l = parcela de carga resistida pelo atrito lateral;

Q_p = parcela de carga resistida pela ponta;

Sendo que:

$$Q_p = q_p A_p \quad \text{e} \quad Q_l = \sum q_l \Delta A_l$$

e:

q_p = tensão de ruptura de ponta;

A_p = área da seção transversal na região da ponta;

q_l = tensão de atrito lateral ou de adesão entre estaca-solo para cada trecho;

ΔA_l = área lateral em cada trecho do fuste;

Portanto,

$$Q_u = q_p A_p + \Sigma q_l \Delta A_l$$

Pela equação acima, tem-se o primeiro método estático semi-empírico no Brasil. As diferenças entre os diversos métodos semi-empíricos estão ligadas praticamente na estimativa de q_p e q_l . Por serem modelos semi-empíricos, não são universais e portanto, vale ressaltar que esses métodos devem ser usados em solos das regiões geotécnicas que lhe deram origem. A utilização desses métodos fora dessas regiões de origem deve ser muito cautelosa.

Os métodos semi-empíricos mais utilizados no Brasil são: Aoki-Velloso (1975) e Décourt–Quaresma (1978).

No método Aoki-Velloso, os valores de q_p e q_l mencionados anteriormente, são obtidos em função da resistência de ponta unitária (q_c) medida no ensaio CPT (cone com ângulo de vértice 60° e área de ponta 10cm^2) e da resistência unitária de atrito lateral local (f_s) medida na luva de *Begemann*, conforme expressões:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{e} \quad q_l = \frac{f_s}{F_2}$$

Onde F_1 e F_2 são coeficientes de transformação e englobam o tipo de estaca e o efeito de escala entre a estaca e o cone CPT.

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
premoldadas de concreto	1,75	3,5
metálica	1,75	3,5
escavada com lama	3,0	6,0

Tabela 5-2 – coeficientes de transformação

Para o cálculo de carga admissível, Aoki-Velloso aplica um fator de segurança global igual a dois.

No método Décourt-Quaresma, os valores de q_p e q_l são obtidos em função dos valores de N medidos no ensaio SPT das sondagens à percussão. A resistência média de atrito lateral (q_l) é obtida da seguinte forma:

$$q_l = 10 \left(\frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \quad [\text{KN/m}^2]$$

onde $\bar{N}_l$ é o valor médio de N ao longo do fuste e não inferior a 3, nem superior a 50 para estacas cravadas e 15 para estacas escavadas.

A resistência de ponta (q_p) é estimada por:

$$q_p = K \cdot \bar{N}_p$$

onde $\bar{N}_p$ é a média dos valores na ponta, imediatamente acima e abaixo da ponta e K é função do tipo de solo.

Tipo de Solo	K (tf/m ²)
argila	12
silte argiloso	20
silte arenoso	25
areia	40

Tabela 5-3 – coeficiente K de Décourt-Quaresma

Décourt, em 1996, introduziu no método, coeficientes de ponderação α e β de modo a estender esse método de cálculo a outros tipos de estacas conforme equação abaixo. Essas variações nos métodos não serão discutidas neste trabalho.

$$Q_u = \alpha \cdot q_p A_p + \beta \cdot q_l Q_l$$

Outros métodos semi-empíricos foram desenvolvidos como o método de P. Velloso (1981) e método de Teixeira (1996).

Uma das dificuldades, quando se forem usar os métodos acima descritos, é a caracterização exata do tipo de solo. Especialmente, no caso das obras portuárias, uma grande camada é composta por argila marinha e a determinação do coeficiente “K” desses métodos, poderia ser deficiente.

Pode-se usar como alternativa aos métodos acima descritos, correlações para determinação da adesão total (S_u) de cada camada para os casos em que se tratar de argila marinha. Por exemplo, podem-se tomar as seguintes correlações:

- argilas transicionais (AT) – (arenoso na base e no topo)

$$S_u = 1,5 + 0,11.z \quad [\text{tf/m}^2] \quad \text{ou}$$

$$S_u = 2,8 + 0,45.z \quad [\text{tf/m}^2]$$

- argilas sedimento fluvio-lagunares e de baías (SFL)

$$S_u = 1,1 + 0,11.z \quad [\text{tf/m}^2]$$

onde z é a altura da camada correspondente no trecho de argila marinha.

5.4.2 Provas de Carga

A prova de carga nas estacas tem como objetivo determinar a capacidade real de carga à compressão na estacas e como se desenvolve a transferência de carga ao longo da profundidade (atrito lateral e resistência de ponta).

A seguir serão comentadas as provas de carga estática e dinâmica.

5.4.2.1 Prova de Carga Estática

Para fazer a prova de carga estática, deve-se primeiro executar a estrutura a ser ensaiada e depois executar outra estrutura auxiliar de reação do macaco.

A prova de carga estática consiste em aplicar um macaco apoiado numa estrutura de reação de modo a proporcionar carga para a estaca até o seu limite na ruptura e observar a capacidade de carga suportada por essa estaca.

Portanto, é um ensaio destrutivo, dispendioso e leva um certo tempo para ser executado.

5.4.2.2 Prova de Carga Dinâmica.

Os ensaios de carregamento dinâmico consistem na aplicação de um carregamento dinâmico axial à estaca para obtenção de uma estimativa da capacidade de carga da estaca (BERNARDES, 1996)

O ensaio é monitorado por um sistema de análise, o PDA (*Pile Driving Analyser*) que é fundamentado na Teoria da Equação de Onda, proposto por Smith. Esse sistema fornece uma estimativa da capacidade de carga usando o método CASE. Também se podem usar outros métodos de análise como o método CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) ou CAPWAPC (*Case Pile Wave Analysis Program-Continuous Model*) que se fundamentam em métodos numéricos que simulam o comportamento dinâmico do conjunto estaca-solo.

O carregamento dinâmico axial na estaca é obtido pelo impacto de um martelo sobre a cabeça da estaca. A altura de queda do martelo e o peso desse são previamente conhecidos. O impacto sobre a estaca gera uma onda que se propaga em direção à ponta da estaca e através dos métodos descritos acima, é possível calcular a capacidade de carga das estacas.

Com o uso crescente e somando-se às diversas experiências adquiridas ao longo dos anos, o ensaio de carregamento dinâmico atualmente é uma técnica bastante confiável e consagrada. O ensaio proporciona praticidade, rapidez na execução e baixo custo. Portanto, torna-se cada vez mais comum o uso desse tipo de ensaio nas obras (BERNARDES, 1996).

A vantagem da monitoração dinâmica em relação à prova de carga estática é a rapidez de ensaiar grande quantidade de estacas da obra. Outra vantagem é repetir periodicamente de modo a verificar se o solo apresenta ou não fenômenos de cicatrização (recuperação da resistência) ou de relaxação (perda da resistência com o tempo), após a cravação das estacas.

Esses fenômenos de cicatrização e relaxação do solo será melhor explicado a seguir.

5.4.3 Métodos e Controle da Cravação de Estacas

5.4.3.1 Métodos de Cravação

Os métodos de cravação mais comuns das estacas premoldadas podem ser: por prensagem, vibração ou percussão.

Cravação por Prensagem

Para esse tipo de cravação utilizam-se macacos hidráulicos que reagem contra algum tipo de apoio, podendo ser uma estrutura provisória ou em alguns casos, a própria estrutura permanente da obra.

Cravação por Vibração

Esse método é pouco utilizado hoje em dia devido às vibrações excessivas que são transmitidas ao solo e portanto, não será discutido nesse trabalho.

Cravação à Percussão

Esse processo de cravação é o mais usado em obras portuárias atualmente e consiste no uso de martelos automáticos (hidráulico ou diesel) ou de queda livre (pilões) que golpeiam as estacas contra o terreno. Os martelos automáticos são mais eficientes em relação aos de queda livre pela maior frequência de golpes na estaca.

Na cabeça da estaca, utiliza-se um capacete metálico com madeira no interior deste (cepo e coxim) com a finalidade de amortecer os golpes do martelo e uniformizar as tensões na cabeça da estaca, conforme representado na figura 5.3:

Figura 5.3 – detalhe do capacete metálico (ALONSO, 1998)

Os martelos de cravação são suspensos e fixos em guindastes (figura 5.4), sendo que esses podem apoiar-se diretamente sobre o terreno ou sobre flutuantes, no caso das estacas serem cravadas no mar.

Figura 5.4 – exemplo de um martelo de cravação e o guindaste de apoio (ALONSO, 1998)

No caso da cota de arrasamento das estacas estarem muito abaixo da cota de cravação, pode-se usar um prolongador (elemento estrutural acoplado a estaca e normalmente metálico) para que seja possível a cravação da estaca até a cota desejada. Após o término da cravação, retira-se esse prolongador.

Em relação aos tipos de cravação, podem ser feitas as seguintes considerações:

- Nos casos em que há camadas de solos mais duros num trecho da cravação e para não danificá-las, pode-se executar um pré-furo com um trado de diâmetro ligeiramente inferior ao da estaca, se a camada for de argila rija;
- No caso da cravação ser feita em areias compactas pode-se utilizar jato d'água ou ar de alta pressão;
- No caso de rocha, pode-se utilizar uma perfuratriz com diâmetro de pré-furo levemente inferior à da estaca cravada.

Os tipos de equipamentos a serem utilizados na cravação podem ser determinados com o auxílio do cálculo de energia líquida da estaca (E_{tot}), conforme a seguir:

$$E_{tot} = \int \frac{N^2 dx}{2E_c A} + N_p \cdot \delta_p$$

Sendo:

E_c = módulo secante do concreto;

A = seção transversal da seção da estaca;

N = normal na estaca devido ao atrito lateral;

N_p = normal de ponta;

δ_p = recalque máximo adotado;

Calculando-se a energia líquida necessária para cravação da estaca, pode-se definir qual tipo de martelo será utilizado. Vale lembrar que os martelos possuem rendimentos diferentes e que a energia de cravação (energia líquida) deve ser igual a energia útil do martelo.

5.4.3.2 Controle de Cravação

Durante a execução de qualquer obra de fundação é importante acompanhar sua evolução, de modo a garantir um bom funcionamento das mesmas, atendendo a critérios e premissas adotadas na elaboração do projeto.

Um registro gráfico de cravação de estacas pode fornecer com grande facilidade a existência de possível bolsão de solo mole não localizado anteriormente no reconhecimento inicial do terreno.

Nas obras portuárias, pelo fato de haver grandes carregamentos verticais e horizontais e ainda muitas, vezes somado ao fato de serem implantadas em solos moles de baixa capacidade resistente, as fundações são muito profundas no geral (podendo chegar até 50m ou mais de profundidade).

Portanto, o controle de cravação das estacas torna-se de importância fundamental no processo executivo de uma obra portuária.

No caso das estacas cravadas por percussão que é o mais utilizado, o controle pode ser feito por um ou mais dos seguintes procedimentos:

- Prova de carga estática;
- Repique e instrumentação dinâmica;
- Gráficos de nega de cravação.

As provas de carga estática e dinâmica já foram discutidas anteriormente.

O controle por nega e gráficos de cravação, apesar de apresentar maior dispersão que outros métodos, ainda hoje é muito utilizado, pois, aplicam-se no controle da uniformidade do

estaqueamento, quando na cravação usam-se estacas de comprimentos e carga da mesma ordem de grandeza.

Além dos controles feitos durante a execução da obra, pode-se avaliar a situação das estacas depois de cravadas. Dois fenômenos que podem ocorrer após a cravação:

- Relaxação, que é a perda de capacidade de carga com o tempo;
- Cicatrização (*Set up*), que é o aumento da capacidade de carga com o tempo.

Cabe ressaltar que a cicatrização ou “*Set up*”, pode variar muito ao longo do tempo. Na baixada Santista, por exemplo, o solo possui um “*Set up*” altíssimo podendo atingir até o coeficiente três (Mello et al, 1998). Ou seja após um certo período, a capacidade resistente do solo aumentou três vezes em relação à capacidade resistente do solo no momento da cravação. Portanto, executar algumas provas de carga no período do desenvolvimento do projeto pode ser muito interessante, pois, pode proporcionar grandes economias no comprimento das estacas, além de uma maior confiabilidade nos resultados, conforme mencionado anteriormente.

5.5 Atrito Negativo nas Estacas em Terrenos Argilosos

Um fato importante que ocorre com certa frequência em obras portuárias é o fenômeno do atrito negativo, este fenômeno ocorre quando parte das estacas cravadas estão sobre solos compressíveis. Logicamente a ponta da estaca deve estar imersa em solo competente, ou seja de elevada resistência ao cisalhamento e de baixa compressibilidade.

Na camada de solo mole (ou solo compressível) e no solo acima dessa camada, pode haver um recalque provocando forças de atrito junto à estaca e no sentido descendente desta.

Portanto, torna-se muito importante verificar essa condição em projeto, pois, a camada de solo mole deixa de atuar como uma parcela resistente na estaca e passa a atuar como um esforço solicitante na mesma.

A NBR 6122 define atrito negativo como: “*Ocorre no trecho em que o recalque do solo é maior que o da estaca. Este fenômeno ocorre quando o solo está em processo de adensamento, que pode ter sido provocado pelo peso próprio, por carga acidental na superfície do terreno, rebaixamento do lençol freático, etc.*”

Figura 5.5 – esquema do atrito negativo nas estacas imersas em solos moles (TSCHEBOTARIOFF, 1978).

Outra definição:

“Uma situação particularmente perigosa pode surgir quando as estacas são cravadas em aterros recentes sobre argilas moles e uma camada mais dura sob a camada de argila. À medida que a argila vai adensando, o peso total do aterro pode transmitir-se na forma de atrito negativo nas estacas, e em certos casos, provocar o (sic) esmagamento” (TSCHEBOTARIOFF, 1978).

Portanto, a carga de ruptura geotécnica, neste caso, deve ser levada em conta somente no trecho “h₂” conforme apresentada na figura 5.5. As ações incidentes nas estacas são aquelas devido aos esforços da estrutura somada à força de arraste (força de atrito negativo aplicada na superfície lateral da estaca no trecho h₁).

5.6 Pressões Laterais em Estacas

No projeto de obras portuárias, há um fenômeno freqüente quando a obra está inserida em camadas de solos moles e sobre essa camada há um desequilíbrio de sobrecargas. Esse desequilíbrio de sobrecargas sobre o terreno, provoca uma movimentação horizontal do solo mole num sentido unidirecional, provocando grandes carregamentos nas estacas.

No Brasil, os métodos mais comuns de avaliação do carregamento unilateral devido ao solo mole nas estacas, conforme VELOSO, 2001, são:

1. Método dos Carregamentos (Tschebotarioff e De Beer-Wallays);
2. Método das Rigidezes (vários autores).

O primeiro método considera um carregamento unilateral na estaca devido apenas ao desequilíbrio das sobrecargas acima da camada de solo mole, não levando em conta a rigidez da estaca. Pode-se dizer que esse método impõe um carregamento horizontal na estaca, ao longo da altura da camada de solo mole. Esse método foi proposto por Tschebotarioff.

Tschebotarioff admite um carregamento horizontal na estaca, de forma triangular, na altura da camada de solo mole, sendo que o valor máximo está no centro da camada e variando linearmente até zero nas extremidades superior e inferior da camada.

A figura 5.6 ilustra o carregamento devido a esse fenômeno:

Figura 5.6 – esquema do carregamento unilateral no trecho de estaca imerso em solo mole proposto por Tschebotarioff (VELOSO, 2001).

A pressão máxima é dada por:

$$P_{máx} = k_{ce} \cdot \sigma_z \cdot b$$

Onde:

b = largura da estaca;

σ_z = tensão vertical a meia altura da camada argilosa, devido ao carregamento vertical;

$K_{ce} = 0,4 \rightarrow$ coeficiente de empuxo para equilíbrio consolidado da camada argilosa.

Já o método de De Beer-Wallays considera a posição relativa da sobrecarga em relação às estacas e também o efeito “sombra” entre as estacas. Esse efeito “sombra” significa a diminuição da intensidade do carregamento horizontal ao longo das estacas alinhadas com a direção do carregamento. Ou seja, a primeira estaca possui um determinado carregamento, a segunda possui a mesma distribuição do carregamento da primeira estaca, no entanto, esse de menor valor e assim por diante. Esses efeitos minimizam bastante os carregamentos horizontais atuantes nas estacas.

A figura 5.7 ilustra esse fenômeno:

Figura 5.7 – definições geométricas de acordo com De Beer-Wallays (VELOSO, 2001).

A distribuição de carregamentos pelo método de De Beer-Wallays é uniforme, sendo diferente da distribuição proposta por Tschebotarioff, que é triangular.

O carregamento pode ser calculado por:

$$P_h = f \cdot p \quad \text{onde: } f = \frac{\alpha - \frac{\varphi}{2}}{\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}}$$

No entanto, esses métodos podem não serem adequados, por exemplo, quando a camada de solo mole é muito extensa (muito comum na Baixada Santista, com camadas de solo mole variando até 30m ou mais). Pois, esses métodos admitem carregamento horizontal imposto, como dito anteriormente, e considerando uma extensa camada de solo mole, o carregamento proposto poderia ser tão alto que inviabilizaria qualquer fundação.

Para isso, a melhor maneira de se avaliar esses carregamentos horizontais seria utilizar o Método das Rigidezes. Esse método considera a rigidez relativa da estaca em relação ao solo.

Segundo VELOSO, 2001 há alguns métodos que podem ser utilizados para a determinação desse carregamento horizontal, como por exemplo, Poulos (1973, 1978), Oteo (1977) e Goh et al (1997).

No caso de Oteo (1977), é proposto uma divisão entre estacas rígidas e estacas flexíveis conforme a equação:

$$\frac{H}{\frac{(E_p \cdot I)^{1/4}}{G}} \leq 5$$

Onde:

H = espessura da camada de solo mole;

G = módulo cisalhamento da camada de solo mole;

E_p = módulo de elasticidade da estaca;

I = momento de inércia da seção transversal da estaca.

No caso das camadas grandes de solo mole, as estacas normalmente são consideradas como flexíveis (pela fórmula acima descrita) e a distribuição do carregamento horizontal na estaca torna-se mais próxima da realidade do que usando Tschebotarioff, por exemplo. Para tanto, a análise de um profissional especializado é fundamental.

5.7 Empuxos de Solo

Nas obras portuárias, os empuxos de solo costumam ser carregamentos bastante importantes e podem ocorrer nos seguintes casos:

- O empuxo de solo sob o cais atua na parede vertical frontal, no caso de um cais com paramento fechado;
- O empuxo de solo sob a retroárea atua na parede traseira vertical, no caso de cais com paramento aberto. Essa parede traseira de contenção do solo pode estar ligada à estrutura do cais ou possuir uma estrutura independente do cais.

Ainda há o caso em que o empuxo de solo carrega a estaca, como visto no item 5.6.

Portanto, dependendo do caso, o empuxo de solo tende a desestabilizar a estrutura, gera grandes esforços na parede e colabora para aumentar os efeitos de 2ª ordem nas estacas do cais.

Em função disso, convém discutir algumas características dos empuxos.

O empuxo de solo, em geral, é formado por três parcelas:

- empuxo de terra;
- empuxo devido à sobrecarga externa;
- empuxo devido à água.

O empuxo de solo atuante numa parede de contenção vertical, depende da interação solo-estrutura (parede) durante todas as fases de escavação ou reaterro, pois, o empuxo provoca deslocamentos horizontais na parede alterando seu valor e sua distribuição. No caso do empuxo de água essa variação em função do deslocamento da parede não acontece, pois, encontra-se no estado hidrostático de pressão. No entanto, o peso específico do solo que está sob o nível d'água deve ser considerado submerso.

Os deslocamentos horizontais da parede dependem da geometria e do tipo de material, do tipo de solo, das vinculações que a parede está submetida, entre outros. Esses fatores são responsáveis pelo grau de rigidez ou flexibilidade da parede vertical (METRÔ, 1980).

Uma parede é considerada flexível quando os deslocamentos que nela ocorrem são suficientes para diminuir o empuxo e neste caso o empuxo atuante encontra-se no estado ativo.

O empuxo ativo pode ser calculado pela expressão:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (\text{para solo homogêneo sem coesão})$$

ou

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{para solo homogêneo e coesivo})$$

Onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo;

γ = peso específico do solo;

c = coesão do solo;

h = altura da camada de solo correspondente ao empuxo.

Para o caso de solos estratificados, a Norma NC-03 (METRÔ, 1980) recomenda que sejam calculados os valores de empuxo para cada camada e consideram que as camadas subjacentes atuem como sobrecarga.

No caso do talude possuir uma superfície inclinada, deve-se alterar o valor de K_a conforme a inclinação da superfície, pois, o empuxo aumenta ou diminui conforme essa inclinação. A Norma NC-03 (METRÔ, 1980) possui uma tabela para os valores de K_a em função do ângulo de inclinação da superfície do talude e o ângulo de atrito interno do solo.

De forma análoga ao empuxo ativo, o empuxo passivo pode ser calculado pela expressão:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (\text{para solo homogêneo sem coesão})$$

ou

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot h^2 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{para solo homogêneo e coesivo})$$

Para solo estratificado, proceder igual ao proposto para empuxo ativo.

Em ambos os casos, empuxo ativo ou passivo, a Norma NC-03 (METRÔ, 1980) recomenda que seja utilizado o ângulo de atrito entre solo e parede $\delta = \frac{2}{3} \varphi$, para estacas metálicas e pranchões.

No entanto, há outra condição, quando a parede for rígida. Neste caso os deslocamentos da parede não são suficientes para provocarem essa diminuição da pressão no solo, permanecendo o solo no estado em repouso. Portanto, o empuxo do solo em repouso é maior que o anterior, empuxo ativo.

Além dos empuxos de solo, deve-se considerar o empuxo devido à sobrecarga, quando esta atua diretamente sobre o aterro. Um tipo estrutural que permita que o empuxo de sobrecarga atue diretamente na parede vertical, por exemplo, é o de paramento fechado sem plataforma de alívio conforme descrito no capítulo-3.

O empuxo de sobrecarga não influenciará no dimensionamento da parede, em estruturas de paramento fechado com plataforma de alívio apoiada sobre estacas, pois, o carregamento de sobrecarga irá diretamente para as estacas.

Ainda pode haver mais um fator para compor o empuxo total sobre a parede de contenção, que é a existência de água no terreno. Nas obras portuárias, especificamente nos cais juntos à costa, o empuxo de água normalmente é equilibrado, ou seja, o nível de água é o mesmo em ambos os lados da parede. No entanto, deve-se considerar um desnível d'água entre os lados interno e externo da parede em função do rebaixamento rápido da maré. Muitas vezes o lado do aterro não permite a mesma velocidade do rebaixamento de água, provocando uma diferença de pressão hidrostática na parede.

5.8 Estabilidade Global

A verificação da estabilidade global de um sistema de contenção consiste em verificar um mecanismo de ruptura global do maciço, cuja estrutura de contenção é interna a esse maciço. Esse maciço pode deslocar-se como corpo rígido, deslizando-o sobre a superfície de ruptura (MARZIONA et al, 1998).

O cálculo é feito determinando-se um centro de rotação da linha ou superfície de ruptura. A superfície de ruptura é escolhida de forma arbitrária e determinada por um tipo de curva, normalmente circular ou espiral logarítmica, pois, essas facilitam os cálculos.

Após essa determinação, calculam-se os esforços de momento resistente e de momento solicitante em relação ao centro de rotação definido. O efeito estabilizante está ligado a resistência ao cisalhamento do solo na linha de ruptura e ao efeito de contribuição da estaca, caso estas ultrapassem a linha de ruptura (curva “C” da figura 5.8). O efeito desestabilizante está ligado aos pesos de aterro, carga accidental e equipamentos que atuam sobre a cunha de ruptura.

Desse modo é possível dimensionar a estrutura para que ela se mantenha estável ao longo de sua vida útil, com um coeficiente de segurança adequado.

Para o cálculo do coeficiente de segurança, pode-se empregar qualquer método de cálculo de equilíbrio limite, normalmente empregado para avaliação da estabilidade de taludes.

Dentre alguns Métodos de Equilíbrio Limite, estão:

- Método de Fellenius;
- Método de Bishop Simplificado;
- Método das Cunhas.

Os métodos do equilíbrio limite partem dos seguintes pressupostos:

- O solo se comporta como material rígido-plástico, ou seja, rompe bruscamente sem se deformar;
- As equações de equilíbrio da estática são válidas até a iminência da ruptura;
- O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura.

Nas obras portuárias é muito importante essa verificação, pois, geralmente estão implantadas na encosta e duas situações comuns são observadas:

- Estrutura com parede frontal contendo o empuxo do solo;
- Estrutura sem parede frontal e com a formação de talude sob a obra.

Nestes dois tipos, pode ocorrer a ruptura global. A figura 5.8 ilustra uma condição possível de ruptura.

**Figura 5.8 – exemplo de esquema geral para verificação da estabilidade global
(MASON, 1981)**

A verificação da estabilidade global, além de determinar um coeficiente de segurança global geotécnico, dependendo do caso pode ser responsável pela determinação da largura do cais, conforme mencionado no capítulo-3.

Normalmente, as teorias apresentam, simultaneamente, a resistência máxima das estacas na seção onde a linha de ruptura do terreno corta as estacas. Mas, na realidade, as resistências

das estacas são mobilizadas uma após a outra e a ruptura pode ser progressiva (MASON, 1981).

5.9 Análise dos Elementos de Fundação na Fase de Transporte

Algumas vezes por limitação no transporte, as estacas premoldadas devem possuir comprimento máximo de 12,0m. Nestes casos, é comum a necessidade de emenda para que a estaca atinja o comprimento necessário para a obra.

Portanto, deve-se verificar a condição de transporte dessas estacas, ou seja, definir quais os pontos de apoio da estaca proporciona esforços equilibrados, de modo a se obter economia nas armaduras, durante seu transporte.

Algumas alternativas de pontos de apoio nas estacas para o transporte são sugeridas por COSTA, 1956, conforme figura 5.9.

Para estacas a partir de 12,0m de comprimento, para se ter uma economia nas armaduras longitudinais, COSTA, 1956 sugere que a estaca tenha dois pontos de içamento e para estacas de grande comprimento, tenha pelo menos três pontos de içamento. O autor não define o limite entre os comprimentos com dois pontos ou três pontos de içamento. A idéia é igualar sempre os momentos negativos e positivos da estaca durante o içamento.

Figura 5.9 – esquemas de pontos de içamento nas estacas para dimensionamento econômico (COSTA, 1956)

Figura 5.10 – esquema para estocagem das estacas (COSTA, 1956)

Na prática, estacas com comprimentos superiores a 30,0m devem ser protendidas para resistirem aos esforços durante o transporte e para controlar fissuração.

Além da armadura considerada no dimensionamento da estaca para o transporte, deve-se considerar um coeficiente de majoração de carga devido ao efeito dinâmico à que a estaca estará submetida. Essa armadura, calculada para o transporte, deve ser necessariamente distribuída uniformemente ao longo da seção transversal.

No entanto, a armadura total da estaca deverá contemplar a envoltória de esforços solicitantes desde o transporte até a sua operação. Para o detalhamento da armadura total pode-se, em alguns casos, detalhar uma armadura complementar (armadura não responsável pelos esforços de transporte) somente nos trechos de maior solicitação, quando em serviço.

5.10 Tirantes em Solo

Nas estruturas com paredes atirantadas, os tirantes são elementos estruturais fundamentais no equilíbrio da estrutura, por isso, serão feitas algumas considerações:

a) métodos de cálculo:

Segundo a Norma NBR-5629, os esforços nos tirantes devem ser calculados de acordo com os métodos consagrados na Mecânica dos Solos, levando-se em conta, além da natureza do solo:

- a) Deslocabilidade da estrutura de contenção;
- b) Mínimo de níveis de tirante;
- c) Seqüência executiva.

O coeficiente de segurança deve ser pelo menos 1,50 para a verificação da Estabilidade Global.

b) tipos de materiais utilizados:

O tirante pode ser composto por fio, cordoalhas ou barras de aço. O cimento utilizado na injeção dos tirantes deve possuir uma resistência mínima de 25 MPa, conforme NBR-5629. No caso do terreno ser agressivo, podem-se utilizar materiais resistentes a essa agressividade. Por outro lado, não são permitidos usar aditivos que contenham cloretos ou qualquer outro agente agressivo ao aço.

A vida útil do tirante está ligada ao grau de agressividade do meio e à proteção empregada.

c) Proteção dos tirantes:

A proteção anticorrosiva deve ser feita, segundo a NBR-5629, por um ou mais dos componentes descritos a seguir:

- i. Películas protetoras sintéticas (tintas e resinas);
- ii. Fluidos à base de betume com teor de enxofre inferior a 0,5% em massa;
- iii. Tubos contínuos de polipropileno, polietileno, PVC ou similar;
- iv. Graxa;
- v. Nata ou argamassa à base de cimento, utilizada somente para proteção rígida de ancoragens provisórias ou como primeira proteção de um sistema duplo de proteção;
- vi. Tratamento superficial de galvanização ou zincagem.

d) Método executivo:

O sistema de perfuração para execução do tirante deve executar um furo retilíneo, com diâmetro, inclinação e comprimento previstos em projeto. O sistema de perfuração deve permitir a estabilidade do furo, permanecendo aberto até que ocorra a injeção do aglutinante.

O projetista e o executor devem exigir do proprietário as informações de interferência com terceiros.

Algumas verificações prévias são requeridas pela Norma NBR 5629:

- i. O início do bulbo deve distar pelo menos 3,0m da superfície do terreno;
- ii. Confirmar comprimentos livres do bulbo;
- iii. Verificar se a proteção anticorrosiva não apresenta falhas antes da instalação do tirante, especialmente nas emendas;
- iv. Verificar se a locação está de acordo com o projeto;
- v. Dispositivos de fixação da cabeça.

O tirante pode ser instalado antes ou após o preenchimento do furo com calda de cimento ou aglutinante.

Caso seja necessária a execução do aterro após a execução do tirante, a compactação deve ser feita com muito cuidado, para não prejudicar o tirante. Uma medida de segurança seria revestir o tirante com um tubo de concreto de diâmetro bem superior ao do tirante, para que o mesmo não seja afetado por um recalque do terreno. Neste caso, um possível recalque do terreno provocaria o deslocamento do tubo de concreto sem deslocar o tirante.

A figura a seguir mostra um exemplo de proteção do tirante com tubo de concreto.

Figura 5.11 – exemplo de um método de proteção de tirantes quando o terreno é submetido a recalques (TSCHEBOTARIOFF, 1978).

Após a instalação dos tirantes, estes são protendidos e ancorados. Podem ser executados ensaios para a verificação da capacidade de carga e seu deslocamento quando submetido à carga.

As figuras a seguir, mostram as características principais de um tirante em solo.

Figura 5.12 – esquema típico de tirante em solo (NBR - 5629)

Figura 5.13 – detalhe típico da cabeça do tirante (NBR - 5629)

Para as ancoragens dos tirantes da parede, os três tipos principais são:

- blocos de ancoragem;
- ancoragem em blocos sobre estacas;
- ancoragem de estaca inclinada ligada diretamente à cortina.

A figura a seguir ilustra essas três condições.

Figura 5.14 – tipos de ancoragem para cortinas (TSCHEBOTARIOFF, 1978)

6 Modelagem Estrutural

6.1 Considerações Gerais

O tipo estrutural escolhido para exemplo de dimensionamento do cais, foi uma plataforma formada por elementos, pré-moldados e moldados “in loco”, apoiada sobre estacas, como o terminal de contêineres do Porto de Santos – TECON-III (Santos Brasil). O modelo calculado é, na verdade, uma adaptação do projeto real.

O modelo calculado corresponde ao cais (250,0m x 45,0m) abaixo representado.

Figura - 6.1 – forma – planta do cais.

A localização das estacas está representada a seguir na figura 6.2:

Figura - 6.2 – planta de localização das estacas.

Onde, as seções transversal e longitudinal estão representadas a seguir:

Figura - 6.3 – seção transversal do cais estudado.

Figura - 6.4 – detalhe da viga de borda - V1 (vão típico e com praça de defesa).

Figura - 6.5 – seções longitudinais do cais estudado.

O espaçamento entre defensas foi adotado 17,5m e o espaçamento entre cabeços foi de 25,0m, conforme projeto original.

Para a análise dessa estrutura serão feitos modelos planos (longitudinal e transversal ao cais) simulados por barras, um modelo de grelha simulado por barras e um modelo espacial formado por barras e elementos de placa.

Os modelos serão discutidos mais adiantes.

6.2 Carregamentos

Uma vez estabelecido o modelo, devem-se determinar as cargas atuantes (verticais e horizontais) e suas combinações.

6.2.1 Peso Próprio

a) Laje π + capa = $0,573 \text{ m}^2/\text{m} \cdot 2,5 \text{ tf}/\text{m}^3 = 1,43 \text{ tf}/\text{m}^2$

b) Viga de borda $V_1 = 1,49 \cdot 2,5 = 3,72 \text{ tf}/\text{m}^2$

c) Viga de borda $V_7 = 0,72 \cdot 2,5 = 1,8 \text{ tf}/\text{m}^2$

d) Viga longitudinal = $1,10 \cdot 0,7 \cdot 2,5 = 1,92 \text{ tf}/\text{m}$

Os carregamentos de “a)” a “c)” foram aplicados no modelo transversal – modelo de Fauchart.

O carregamento “d)” foi aplicado diretamente sobre a viga, no modelo longitudinal do cais.

6.2.2 Cálculo da Retração / Temperatura

Para a ação da temperatura, será adotado o seguinte:

$$\Delta T = \pm 15^{\circ}C \quad (\text{carregamento axial})$$

$$\Delta T = 5^{\circ}C \quad (\text{carregamento gradiente})$$

A retração será calcula, conforme NBR-6118:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{c\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

onde:

$$\varepsilon_{c\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} = -0,88 \cdot 10^4$$

$$\varepsilon_{1s} = -1,3 \cdot 10^4 \quad \text{e} \quad \varepsilon_{2s} = 0,68$$

$$h_{fic} = 460cm$$

$$t = 1000dias$$

$$\gamma = 4,32$$

A_c = área da seção transversal da peça;

u_{ar} = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

$$A_{c,V1} = 6,24m^2 \quad \text{e} \quad A_{c,V2} = 3,1m^2$$

$$u_{ar,V1} = 12,4m \quad \text{e} \quad u_{ar,V2} = 5,8m$$

Desse modo calcula-se a temperatura equivalente devido à retração:

$$\frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot \Delta T \quad \rightarrow \quad \Delta T \cong -8,8^{\circ}C$$

Considerando o efeito da fluência concomitante com a retração, ao longo do tempo, tem-se conforme (LEONHARDT, 1977):

$$\Delta T_{eq} = \Delta T_{\infty} \cdot \left(\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi} \right)$$

para $\varphi \approx 2,2 \quad \rightarrow \quad \Delta T_{eq} \cong -4^{\circ}\text{C}$

Portanto, o valor da temperatura equivalente devido à retração, considerando o efeito da fluência, é de -4°C .

6.2.3 Sobrecarga Distribuída e Equipamentos

a) Sobrecarga Distribuída

Foi considerada uma sobrecarga de $4,0 \text{ tf/m}^2$, conforme Norma NBR-9782.

b) Mobile Harbour Crane (MHC) – 200

Figura - 6.6 – esquema de carregamento do MHC-200.

A condição de atuação crítica do MHC, é quando ele encontra-se patolado sobre o cais, que foi o considerado no cálculo.

Considerando a abertura de carga a 45° para a superfície média da laje, tem-se para cada apoio, a área patolada:

O peso total do equipamento é de 408 tf e considerando que ele atua com uma lança de 22,0m com 100tf de carga na ponta da lança, tem-se que as pressões máximas e mínimas nas patolas, são de:

$$p_{\text{máx}} = 18,20 \text{ tf/m}^2$$

$$p_{\text{mín}} = 3,08 \text{ tf/m}^2$$

c) Reach Stacker – SISU – 45 tf

Figura - 6.7 – esquema de carregamento do Reach Stacker .

Considerando a abertura de carga a 45° para a superfície média da laje, tem-se para cada apoio:

sendo os carregamentos críticos:

eixo frontal = 94,0 tf

eixo traseiro = 39,5 tf

obtêm-se as pressões máximas e mínimas nas rodas.

$$p_{\text{máx}} = 33,6 \text{ tf/m}^2 \text{ (frontal)}$$

$$p_{\text{mín}} = 24,4 \text{ tf/m}^2 \text{ (traseiro)}$$

d) Portêiner Pós-Panamax – PREUSSAG

Figura - 6.8 – esquema de carregamento do portêiner.

$$P_{\text{sobre } v_1} = 45,0 \text{ tf/m}$$

$$P_{\text{sobre } v_4} = 40,0 \text{ tf/m}$$

Para essas cargas acima descritas, fornecidas pelo fabricante, está considerado o peso próprio e as reações nos trilhos devido ao momento gerado pela carga na extremidade da lança de trabalho.

6.2.4 Cálculo da Atracação e Amarração

Para o cálculo das defensas deve-se primeiro calcular a energia de atracação do navio, conforme expressões de cálculo da energia de atracação apresentadas no capítulo-4. Serão consideradas duas situações em função do ângulo de atracação:

- Navio atracando com certo ângulo de inclinação;
- Navio atracando paralelamente ao cais.

Os dados adotados, são:

navio: Regina MAERSK - 6418 TEU's		
D (calado) =	14,0	m
L (comprimento) =	318,2	m
$V_{\text{atracação}}^{16}$ =	0,12	m/s
Deslocamento =	101880	tf
γ_{mar} =	1,034	tf/m ³
C_r =	0,95	-
θ =	15	°

As duas situações consideradas serão:

Situação -1: ângulo de atracação θ : $0^\circ < \theta < 15^\circ$ ¹⁷

r =	79,6	m
l =	149,0	m
C_e =	0,22	-
M_1 =	10385	tf
M_2 =	5160	tf
E_c =	23,5	tfm
E_{cd} =	32,8	tfm

Para essa situação deve-se considerar que a energia de atracação do navio é aplicada integralmente em apenas uma defesa.

Situação -2: ângulo de atracação θ : $\theta = 0^\circ$ (atracação paralela)

C_e =	1,00	-
M_1 =	10385	tf
M_2 =	5160	tf
E_c =	106,3	tfm
E_{cd} =	148,9	tfm

Para essa situação, a energia de atracação do navio deve ser dividida pelo número de defensas a qual o navio entra em contato.

A energia de atracação por defesa, considerada no cálculo, deve ser a maior entre as duas situações acima. Como a energia da atracação paralela foi dividida em cinco defensas

¹⁶ Velocidade de atracação do navio normal ao cais.

¹⁷ Ângulo máximo, definido pela Norma NBR-9782, para atracação de navios dentro das condições normais de operação. Qualquer ângulo superior a esse pode ser considerado como uma manobra de alto risco ou até mesmo um acidente.

(adotado), a atracação paralela tornou-se menos crítica para a estrutura do que a atracação inclinada.

Uma vez definida a energia de atracação máxima, pode-se escolher o tipo de defesa. Com o auxílio da tabela a seguir e do gráfico de curva da defesa, fornecido pelo fabricante, determina-se a força normal que a defesa exercerá sobre o cais. A defesa escolhida foi a SUC 1150H.

Tipos	Força Reação Máxima (tf)	Energia Máxima Absorvida (tfm)
RE	105,8	50,2
RS	93,9	44,6
RH	81,4	38,7
R0	62,6	29,7
R1	50,1	23,8

Tabela 6-1 – valores máximos de reação e energia para os tipos de defesa SUC 1150H, considerando deformação de 55% (BRIDGESTONE CATALOGUE).

Figura - 6.9 – curva da defesa do tipo SUC 1150H – energia absorvida x força de reação (BRIDGESTONE CATALOGUE)

Como a energia final (E_c) considerada no cálculo foi de 23,5 tfm, com o auxílio da tabela e do gráfico, chegou-se na força de atracação do navio:

$$F_{\text{atrac,k}} = 70,0 \text{ tf} \quad \rightarrow \quad F_{\text{atrac,d}} = 105,0 \text{ tf}$$

Admitindo-se que a força tangencial máxima seja da ordem de 25% da força normal (conforme NBR-9782), tem-se:

$F_{\text{atrac,d}} = 105 \text{ tf}$ (força normal exercida pela defesa sobre o cais, extraída do gráfico de curva de defensas);

$$F_{\text{atrac,tangencial}} = 0,25 \times 105 = 26,3 \text{ tf}$$

Essa força de atracação pode ser comparada com a força de amarração, nas devidas direções (transversal e longitudinal), para a escolha da maior a ser aplicada na estrutura. Normalmente, calculam-se atracação e amarração em separado.

Para o cálculo da amarração, também serão consideradas duas situações, sendo o navio em lastro e o navio carregado. O ângulo (θ_v) de inclinação do vento com o eixo longitudinal do navio foi adotado 45° .

As expressões de cálculo das forças de vento e corrente, bem como os coeficientes de vento e corrente estão apresentados no capítulo-4.

Os dados calculados são:

Situação -1: navio carregado

Figura - 6.10 – áreas do navio para cálculo da amarração – navio carregado.

Direção longitudinal do navio:

vento operação = 16,7m/s:		
Avt =	644	m ²
Fvt =	6,7	tf
vento tormenta = 26,3m/s:		
Avt =	644	m ²
Fvt =	16,7	tf
corrente = 0,5m/s:		
Avt =	601	m ²
kt =	1,93	-
Fvt =	15,3	tf

Direção transversal do navio:

vento operação = 16,7m/s:		
Avl =	4534	m ²
Fvl =	47,4	tf
vento tormenta = 26,3m/s:		
Avl =	4534	m ²
Fvl =	117,6	tf
corrente = 0,5m/s:		
Avl =	4232	m ²
kl =	8,23	-
Fvl =	459,7	tf

Situação -2: navio em lastro¹⁸

Figura - 6.11 – áreas do navio para cálculo da amarração – navio em lastro.

Os esforços horizontais resultantes devidos à amarração, são:

	navio carregado(tf)	navio em lastro(tf)	
Direção longitudinal do navio	22,0	16,6	(com vento de operação)
	32,0	30,3	(com vento de tormenta)
Direção transversal do navio	507,1	226,0	(com vento de operação)
	577,3	322,4	(com vento de tormenta)

Esses esforços resultantes, acrescidos dos esforços horizontais de vento ou de impacto do portêiner, serão aplicados nos modelos planos, transversal e longitudinal, respectivamente. O mesmo deve ser feito com os esforços de atracação.

6.3 Análise dos Modelos Planos

A fundação, em todos os modelos, será simulada por barras com apoios elásticos, adotadas conforme “Hipótese de Winkler”. Como esse modelo não considera o atrito lateral, apenas a ponta fixa das estacas, foi calculado um comprimento equivalente da estaca de modo a se obter uma aproximação da rigidez da estaca real. Através dos ensaios de prova de carga, calculou-se a rigidez média das estacas e por sua vez pode-se calcular o comprimento equivalente das estacas, da seguinte forma:

$$K_m = \frac{E.A}{l_{eq}} \quad \rightarrow \quad l_{eq} = \frac{E.A}{K_m}$$

Esse modelo, embora simplificado, representa adequadamente o cais real.

¹⁸ Embora o navio em lastro não contenha a totalidade dos contêineres, ainda pode ser considerado que haja estruturas do navio (como cabines de comando, etc.) e mesmo alguns contêineres sobre o convés de modo a aumentar a área exposta do navio ao vento. Para simplificação dos cálculos foi considerado altura total constante do navio.

O comprimento real das estacas é em torno de 50,0m e o comprimento equivalente calculado é de 38,0m.

6.3.1 Modelo Transversal para Carga Vertical - Fauchart

Uma forma prática de se estudar a influência do carregamento vertical na estrutura é analisar primeiro a distribuição transversal do carregamento e depois a distribuição longitudinal, através de linhas de influência, pois, essa ordem facilita o estudo. Para o modelo transversal, será usado o modelo de Fauchart.

Com o modelo de Fauchart é possível transformar o problema bidimensional em unidimensional desenvolvendo os carregamentos e os deslocamentos em série de Fourier (STUCCHI, 1999). Para tanto, foi utilizado apenas o primeiro termo da série de Fourier, que já representa bem o caso mais usual.

Esse modelo permite assim avaliar as rigidezes de cada viga longitudinal (com as respectivas seções de laje colaborante e inércia constante ao longo do vão da viga que é considerada biapoiada) através de molas (FAUCHART, 1972). Pelas fórmulas abaixo, é possível calcular essas rigidezes.

Essas molas representam apenas as rigidezes das vigas e não levam em consideração as rigidezes dos apoios (estacas). Seria possível considerar a contribuição das estacas adaptando essas fórmulas.

$$K_v = \left(\frac{\pi}{l_{eq}} \right)^4 . E.I \quad (\text{mola vertical}) \quad \text{e} \quad K_\theta = \left(\frac{\pi}{l_{eq}} \right)^2 . G.I_t \quad (\text{mola a rotação})$$

onde:

E = módulo de elasticidade do concreto;

G=módulo transversal do concreto;

I = momento de inércia de cada viga com laje colaborante;

It = momento de inércia à torção de cada viga;

leq = comprimento equivalente da viga entre pontos de momento nulo.

A rigidez das barras no modelo é dada pela rigidez da seção transversal da laje numa faixa de 1,0 metro. O trabalho longitudinal das lajes é desprezado.

O modelo de Fauchart para a seção transversal em estudo é dado por:

Figura - 6.12 – seção transversal da obra e modelo transversal de Fauchart.

Os eixos das barras do modelo passam pelo centro de gravidade da estrutura e uma divisão sugerida para os nós do modelo é representada na figura 6.13.

Figura - 6.13 – detalhe da modelagem transversal de Fauchart.

As características geométricas das vigas para o cálculo da rigidez vertical (K_v) são calculadas a partir das seções abaixo:

Figura - 6.14 – características geométricas das vigas para cálculo das rigidezes da mola para o modelo de Fauchart.

Como a estaca possui rigidez à flexão desprezível, será adotada para as vigas, rigidez a rotação igual a zero. Portanto, $K_{\theta} = 0$.

Um ponto importante a ser observado é a determinação do comprimento equivalente da viga longitudinal do cais, pois, para o modelo matemático de Fauchart, o comprimento adotado na dedução do cálculo da rigidez da mola foi o próprio comprimento da viga. No entanto, Fauchart baseava-se numa viga biapoiada e nas estruturas portuárias as vigas são contínuas. Além disso, há um outro fator muito importante que afeta o comprimento equivalente da viga, os recalques das estacas quando submetidas aos carregamentos.

Como se trata de uma estrutura imersa em meio elástico, a medida que o carregamento anda sobre a viga ou numa região próxima a esta, as estacas tendem a sofrer recalques e portanto, a distância entre pontos de momento nulo na viga é variável. Caso os apoios fossem fixos esse problema não ocorreria, pois, o diagrama de momento fletor estaria bem definido e conseqüentemente a distância entre pontos de momento nulo da viga seria uma boa medida desse comprimento equivalente.

Para definir o comprimento equivalente da viga para o cálculo da rigidez vertical da mola, procurou-se primeiramente adotar um estudo paramétrico com uma faixa de variação desse comprimento, como mostrado a seguir:

vigas	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	
comprimentos (m)	3,5	7,0	5,9	3,5	7,0	3,5	7,0	Condição-1
comprimentos (m)	2,4	4,9	3,5	2,4	4,9	2,4	4,9	Condição-2
comprimentos (m)	3,9	4,9	3,5	3,9	4,9	3,9	4,9	Condição-3

Para cada condição, foram calculadas as rigidezes verticais para cada mola, conforme tabela a seguir:

K_{v1} (tf/m)	K_{v2} (tf/m)	K_{v3} (tf/m)	K_{v4} (tf/m)	K_{v5} (tf/m)	K_{v6} (tf/m)	K_{v7} (tf/m)	
914800	61400	121000	914800	614000	914800	614000	Condição-1
3810000	255600	933500	3810000	255600	3810000	255600	Condição-2
624800	255600	933500	624800	255600	624800	255600	Condição-3

As linhas de influência que são mostradas logo abaixo, foram calculadas para alguns nós da seção transversal dentro de cada condição, conforme a faixa de leq admitida. Para traçar as linhas de influência, basta percorrer com uma carga unitária ao longo da estrutura e verificar os esforços em cada nó analisado.

Nota-se que as diferenças entre as três condições de leq adotados para um mesmo nó, são desprezíveis.

Linha de Influência de Reação no nó 21.

Linha de Influência de Reação no nó 27.

Linha de Influência de Momento Positivo no nó 24.

Linha de Influência de Momento Negativo no nó 21.

Uma vez definidos os coeficientes das molas, o modelo de Fauchart nos fornece, através das linhas de influência transversal, o seguinte:

- carregamento nas vigas longitudinais;
- esforços transversais na laje;
- auxilia a locação dos carregamentos variáveis no modelo espacial.

Como as condições 1 a 3 acima, para estudo das linhas de influência, foram muito semelhantes nesses casos, adotou-se a condição 1 para prosseguir os estudos.

Seguem alguns exemplos de linhas de influência obtidas do modelo em estudo, na condição 1:

Linha de influência de reação na viga V1 - nó 3

Linha de influência de reação na viga V2 - nó 9

Linha de influência de momento positivo - nó 6

Linha de influência de momento negativo - nó 9

Linha de influência de cortante - nó 21

Para o modelo em estudo foram feitas outras linhas de influência de modo a se obter valores para momentos fletores positivo, negativo e cortante nas seções críticas. Também foram calculadas todas as linhas de influência de reação, para as sete vigas existentes (ver ANEXO).

Com as linhas de influência de reação para cada viga, puderam-se determinar os carregamentos nas vigas longitudinais, onde serão utilizados posteriormente nos modelos planos longitudinais.

Para os carregamentos transversais, sempre foi considerado o peso próprio, toda a sobrecarga distribuída e uma combinação dois a dois para a carga accidental (com $\Psi_0 = 0,8$ para as cargas accidentais secundárias), conforme descrito:

- a. Peso próprio da laje completa;
- b. somente S/C;
- c. Portêiner com S/Cconc. x Ψ_0 ;
- d. MHC com S/Cconc. x Ψ_0 ;
- e. Reach Stacker com S/Cconc. x Ψ_0 .

A seguir, será feito um exemplo, com a viga V1, de como foram obtidos os carregamentos longitudinais.

Após obtida a linha de influência de reação para a viga V1, pelo modelo de Fauchart, aplica-se uma combinação dos carregamentos nessa linha de influência de modo a se obter o

máximo valor desejado. O exemplo a seguir mostra como foram determinados os carregamentos nas vigas.

Figura - 6.15 – exemplo de carregamento transversal para viga V1.

Como a viga V1 recebe o Portêiner, o Reach Stacker e o MHC não foram considerados na combinação de carga para essa viga, no entanto, o procedimento para carregamento das outras vigas com as demais cargas é o mesmo.

Portanto, calculando-se cada carregamento acima, na linha de influência de reação na viga V1, determinam-se os valores:

$$R_{s/c} = 31,4 \text{ tf/m};$$

$R_{\text{port}+s/c} = 45,0 \text{ tf/m}$ (carga no trilho do portêiner) + $8,9 \text{ tf/m}$ (s/c concomitante distribuída na seção transversal do portêiner);

$$R_g = 21,2 \text{ tf/m}$$

Como as cargas calculadas são por metro, essas devem ser distribuídas na longitudinal de acordo com a configuração dos equipamentos na seção desses. Fora da seção dos equipamentos, calcula-se a sobrecarga isolada multiplicando-a pelo fator $\Psi_0 = 0,8$ conforme a Norma NBR-9782.

Desse modo, calculam-se as cargas longitudinais, devidos à distribuição transversal, para cada viga. São mostrados a seguir, os carregamentos longitudinais resultantes para cada viga:

Figura - 6.16 –Carregamento na Viga – V1, gerado pela distribuição transversal de Fauchart.

Figura - 6.17 – Carregamento na Viga – V2, gerado pela distribuição transversal de Fauchart.

Figura - 6.18 – Carregamento na Viga – V3, gerado pela distribuição transversal de Fauchart.

Figura - 6.19 – Carregamento na Viga – V4, gerado pela distribuição transversal de Fauchart.

Figura - 6.20 – Carregamento na Viga – V5, gerado pela distribuição transversal de Fauchart.

Figura - 6.21 – Carregamento na Viga – V6, gerado pela distribuição transversal de Fauchart.

Uma vez definido os carregamentos nas vigas, a próxima etapa consiste na modelagem plana aporticada (transversal e longitudinal) da estrutura, conforme item a seguir.

Figura - 6.22 – Carregamento na Viga – V7, gerado pela distribuição transversal de Fauchart.

A próxima etapa é a modelagem plana aporticada (transversal e longitudinal) da estrutura.

6.3.2 Modelo Longitudinal Aporticado (Cargas Verticais e Horizontais)

O modelo longitudinal será construído considerando todo o comprimento do cais. Pois, nesse modelo, serão aplicados, além dos carregamentos verticais obtidos pelo modelo transversal de Fauchart, também os carregamentos horizontais de variação de temperatura, retração, atracação/amarração e carregamentos horizontais do portêiner (vento ou frenação).

A largura colaborante considerada para cada modelo é metade da largura entre eixos de estacas, para cada lado da viga.

A figura a seguir mostra como será feita a divisão entre módulos longitudinais e transversais.

Figura - 6.23 – desenho esquemático para divisão dos módulos aporticados transversal e longitudinal.

Serão feitos dois modelos longitudinais, um para cada tipo de espaçamento entre estacas, conforme esquematizados a seguir. Na prática deve ser feito um modelo para cada tipo de espaçamento entre estacas.

Figura - 6.24 – modelos longitudinais aporticados.

Com esses modelos longitudinais, é possível traçar linhas de influência de modo a auxiliar no posicionamento dos carregamentos verticais (obtidos pelo modelo de Fauchart) para a obtenção dos esforços críticos de momento e cortante nas vigas e reação nas estacas.

Além dos carregamentos verticais, podem-se analisar também os esforços nas estacas devidos aos carregamentos horizontais. Esses carregamentos horizontais são importantes não só pelos esforços de 1ª ordem, mas porque aumentam os efeitos de 2ª ordem nas estacas.

Para a determinação dos carregamentos horizontais nos modelos longitudinais, é preciso distribuir as cargas entre os pórticos, o que exige calcular a rigidez de cada pórtico longitudinal. Essa rigidez é calculada impondo-se uma força horizontal na estrutura e observando seu deslocamento. A relação entre eles ($K=F/\delta$), fornece a rigidez da estrutura.

As rigidezes horizontais obtidas para cada pórtico longitudinal, foram:

Módulos Longitudinais ¹⁹	$K_{\text{módulo1}}$	$K_{\text{módulo2}}$	$K_{\text{módulo3}}$	$K_{\text{módulo4}}$	$K_{\text{módulo5}}$	$K_{\text{módulo6}}$	$K_{\text{módulo7}}$
Rigidezes (tf/m)	5100	3500	6900	5800	4100	6900	5100

Esses valores de mola serão usados mais adiante, no modelo de distribuição de carga horizontal.

Uma vez definida a parcela de carregamento horizontal que atua em cada pórtico e aplicando-se os carregamentos verticais, obtêm-se os esforços de 1ª e 2ª ordem nas estacas.

Essa análise de 2ª ordem das estacas deve ser feita tanto no modelo longitudinal como no modelo transversal aporticado para depois serem compostos para o dimensionamento das estacas.

6.3.3 Modelo Transversal Aporticado (Cargas Verticais e Horizontais)

O modelo transversal aporticado é construído a partir da divisão de toda a estrutura em módulos transversais, conforme a distribuição de rigidezes. Da mesma forma que o modelo anterior, calculou-se os valores das rigidezes horizontais de cada módulo da estrutura, pela relação ($K=F/\delta$).

Portanto, as rigidezes obtidas para cada pórtico transversal, foram:

¹⁹ Cada módulo longitudinal representa uma viga longitudinal sobre estacas com suas larguras colaborantes, conforme modelo longitudinal aporticado apresentado anteriormente.

Módulos Transversais ²⁰	K_{mod1}	K_{mod2}
Rigidezes (tf/m)	650	2900

De forma análoga ao modelo longitudinal, a parcela de carregamento transversal horizontal que carrega cada um desses módulos, será definida através dos modelos horizontais transversais de distribuição que consideram a rigidez de cada módulo.

Aplicando-se as cargas verticais resultantes em cada estaca²¹ e o carregamento horizontal obtido (pelo modelo de distribuição horizontal), pode-se analisar os esforços de 1ª e 2ª ordem nas estacas. A torção nas vigas entre estacas é pequena e será desprezada.

A seguir, são apresentados os módulos transversais considerados no cálculo.

Figura - 6.25 – modelo transversal aporticado – módulo 1.

²⁰ Cada módulo transversal representa um pórtico formado pelo número de estacas numa determinada largura. Essa largura do pórtico é escolhida de modo arbitrário (normalmente entre espaçamento de estacas) e repetindo-se ao longo do cais.

²¹ As cargas verticais resultantes em cada estaca devem ser obtidas através de cada modelo longitudinal aporticado (1 a 7), para uma mesma linha de estacas na transversal.

Figura - 6.26 – modelo transversal aporticado – módulo 2.

Para este trabalho, o módulo 2 é típico, necessitando apenas da modelagem de dois módulos (os extremos e os internos).

Uma vez definida as rigidezes horizontais de cada pórtico tanto transversal como longitudinal, deve-se avaliar a parcela de carga de atracação e amarração que é aplicada em cada pórtico.

Para isso, deve ser feito um modelo de distribuição de cargas horizontais, conforme será descrito no item a seguir.

6.3.4 Modelos Horizontais de Distribuição das Cargas Horizontais – Transversal e Longitudinal

Para avaliar a distribuição de carga dos carregamentos horizontais de atracação e amarração que incidem em cada módulo, será proposto um modelo único horizontal.

Após definida as rigidezes dos módulos ($K_{mod,i}$) transversal e longitudinal, conforme descrito anteriormente, pode-se construir o modelo de distribuição horizontal para análise das cargas horizontais. A superestrutura do cais é modelada como barras de rigidezes infinitas, apoiada sobre molas, conforme mostrado a seguir.

amarração, tanto na longitudinal como na transversal ao cais, pode-se determinar a distribuição de esforços horizontais nos tirantes e conseqüentemente nos cabeços.

Como o cálculo da força de atracação foi crítico em relação a força de amarração na direção transversal ao cais, adotou-se as reações nas molas (da estrutura) devido a força de atracação. Portanto, para $F_{\text{atrac,transv.}} = 105,0$ tf e $F_{\text{atrac,long.}} = 26,3$ tf, as reações horizontais de cada pórtico transversal foram:

Rmola1 (tf)	Rmola2 (tf)	Rmola3 (tf)	Rmola4 (tf)	Rmola5 (tf)	Rmola6 (tf)	Rmola7 (tf)	Rmola8 (tf)	Rmola9 (tf)	Rmola10 (tf)
3,7	15,3	14,0	12,7	11,5	10,4	9,3	8,2	7,3	6,4

Esse quadro representa apenas valores de reação para alguns pórticos transversais críticos, pois, à medida que esses vão se afastando do ponto de aplicação da carga, as reações tornam-se desprezíveis.

De forma análoga, o quadro abaixo representa os valores de reação para todos os pórticos longitudinais.

$R_{\text{moldulo,v1}}$ (tf)	$R_{\text{moldulo,v2}}$ (tf)	$R_{\text{moldulo,v3}}$ (tf)	$R_{\text{moldulo,v4}}$ (tf)	$R_{\text{moldulo,v5}}$ (tf)	$R_{\text{moldulo,v6}}$ (tf)	$R_{\text{moldulo,v7}}$ (tf)
11,8	6,2	9,4	4,8	1,0	-1,7	-5,1

Desse modo, consegue-se avaliar qual o carregamento horizontal que incide num determinado módulo da estrutura tanto no transversal como no longitudinal. Com isso, retorna-se aos modelos planos aporticados para fazer as análises incluindo as cargas horizontais e verticais.

6.3.5 Conclusões dos Modelos Planos

As conclusões que podem ser feitas dos modelos planos, de maneira resumida, são as seguintes:

Através do modelo transversal de Fauchart, pode-se determinar:

- os carregamentos longitudinais em cada viga longitudinal;
- os esforços transversais na laje;
- a posição crítica dos carregamentos no modelo espacial (auxiliam nas posições críticas dos carregamentos).

Figura - 6.29 – modelo transversal de Fauchart.

Através do modelo longitudinal aporticado e com os carregamentos definidos para esse pórtico, pode-se determinar:

- os esforços solicitantes na viga longitudinal;
- os esforços com efeitos de 2ª ordem no plano longitudinal das estacas.

Vale ressaltar que o carregamento longitudinal resultante para uma determinada viga é composto por cargas verticais e horizontais, sendo:

Cargas verticais: peso próprio e cargas variáveis;

Cargas horizontais: forças de atracção ou amarração (resultantes dos estudos feitos anteriormente para cada caso), temperatura, retração e forças horizontais de vento/frenagem no portêiner.

Figura - 6.30 – modelo longitudinal aporticado para a V1 com os carregamentos resultantes.

A força horizontal que carrega esse pórtico é: $R_{\text{módulo}, V1} = 11,8 \text{ tf}$, conforme obtido anteriormente. Somada a força horizontal devido ao portêiner, de $2,25 \text{ tf/m}$ sobre a viga V1, distribuída ao longo de $10,0 \text{ m}$, em dois grupos distantes entre si de $5,0 \text{ m}$ (conforme item 6.2.3), obtém-se os carregamentos desse pórtico.

Esse procedimento pode ser repetido para cada uma das vigas longitudinais, com seus respectivos modelos longitudinais aporticados e suas respectivas cargas.

Através do modelo transversal aporticado e com os carregamentos definidos para esse pórtico, pode-se determinar, através de um programa em elementos finitos (por ex.: SAP, STRAP, MIX, etc.), os esforços com efeitos de 2ª ordem no plano transversal das estacas.

De maneira análoga ao modelo longitudinal, obtidas as reações verticais nas vigas pelo modelo de Fauchart (incluindo peso próprio e cargas variáveis), somado ao carregamento horizontal obtido dos modelos de distribuição horizontal e aos efeitos de temperatura e retração para um determinado módulo transversal, pode-se analisar os efeitos de 2ª ordem no plano transversal das estacas.

A figura 6.31 mostra um exemplo de carregamento vertical e horizontal no pórtico transversal típico.

Figura - 6.31 – modelo transversal aporticado com os carregamentos resultantes.

Cabe aqui uma observação, em relação às reações obtidas pelo modelo de Fauchart (R_{v1} a R_{v7}), pois, essas reações são obtidas por metro e os módulos normalmente possuem larguras superiores a um metro. Nesse trabalho os módulos 1 e 2 transversais possuem larguras de 6,0m e 7,0m, respectivamente.

Portanto, as reações verticais (R_{v1} a R_{v7}), que devem entrar no modelo acima, são os valores das reações nas estacas, obtidas com auxílio das linhas de influência de reação em cada pórtico longitudinal, para uma determinada linha transversal de estacas. Os valores calculados das reações verticais são:

	R_{v1}	R_{v2}	R_{v3}	R_{v4}	R_{v5}	R_{v6}	R_{v7}
g (tf)	79,3	40,7	88,1	34,8	55,9	48,3	90,9
q (tf)	158,4	196,5	193,4	182,1	166,5	217,3	174,6

Reações horizontais:

A força horizontal máxima que carrega o pórtico transversal em análise é $R_{mola2} = 15,3$ tf, conforme obtido anteriormente. Somada a força horizontal devido ao portêiner, obtém-se os carregamentos desse pórtico.

Para ambos os modelos aporticados (transversal e longitudinal), devem-se levar em conta as forças horizontais (transversal e longitudinal) geradas pelo vento ou impacto no portêiner (como descrito anteriormente), pois, são exigidos pela Norma NBR-9782.

Ao final da análise transversal e longitudinal, devem-se compor os esforços nas estacas para o seu dimensionamento. As estacas devem ser analisadas para a compressão máxima e para a tração, quando houver, além de esforços durante o transporte e a cravação como dito no capítulo5 – Fundações.

6.4 Análise do Modelo em Grelha

O modelo em grelha utilizado representa um modelo reduzido do cais e foi constituído por barras simulando as vigas (inclusive as da laje). As estacas foram simuladas por molas com rigidezes equivalentes.

A figura a seguir representa o modelo simulado:

Figura - 6.32 – modelo em grelha - vista superior ²²

²² O modelo representado nas figuras 6.32 e 6.33 simulam as estacas por molas com rigidezes equivalentes. Com isso possibilitou-se fazer um estudo adicional da distribuição transversal do carregamento em função da

Figura - 6.33 – modelo em grelha - corte transversal

O objetivo desse modelo foi avaliar a distribuição transversal do carregamento nas vigas longitudinais e desse modo aferir o modelo transversal de Fauchart.

Como a estrutura está apoiada sobre apoios elásticos, pode-se notar pelo modelo que o recalque desses apoios é bastante significativo, influenciando diretamente a distribuição transversal dos carregamentos.

Os resultados obtidos com o modelo em grelha mostraram que a distribuição transversal das cargas é maior do que a distribuição transversal dada pelo modelo de Fauchart, ou seja, as vigas longitudinais ficam menos carregadas pela avaliação do modelo em grelha do que pelo modelo de Fauchart. As comparações entre as linhas de influência de reação para cada viga obtida entre os dois modelos mostraram essas diferenças.

As linhas de influência a seguir mostram um resultado com comprimento equivalente calculado pelo modelo de Fauchart (comprimento equivalente aproximadamente igual ao vão das estacas) e três resultados calculados pelo modelo em grelha variando as rigidezes das molas.

variação das rigidezes das molas (ver linhas de influência). As rigidezes das molas (fig. 6.33) são iguais com exceção da mola K2 que possui rigidez para duas estacas inclinadas.

Esses resultados mostraram que, para esse tipo de estrutura sobre apoios elásticos, o modelo de Fauchart para distribuição transversal do carregamento não é muito adequado, pois, são superavaliados. À medida que as rigidezes das molas do modelo em grelha foram aumentando, as linhas de influência obtidas pelo modelo em grelha e pelo modelo de Fauchart aproximavam-se. Extrapolando as rigidezes das molas do modelo em grelha para apoios fixos (ou seja, recalque zero), as linhas de influência obtidas pela grelha e pelo modelo de Fauchart foram praticamente iguais.

Pode-se concluir que pelo modelo em grelha a distribuição transversal é muito maior em função dos recalques dos apoios serem significativos quando submetidos aos carregamentos.

A figura a seguir mostra um exemplo de variação dos comprimentos equivalentes para cálculo das rigidezes das molas pelo modelo de Fauchart.

Figura - 6.34 – a) comprimento do vão para dedução do modelo matemático de Fauchart – b) comprimento equivalente para vãos de vigas contínuas sobre apoio fixo – c) comprimento equivalente para vãos de vigas contínuas sobre apoio elástico.

Portanto, calibrar as rigidezes das vigas no modelo de Fauchart torna-se muito difícil, pois, os comprimentos equivalentes das mesmas podem variar muito dependendo do carregamento aplicado e por serem estruturas muito recalçáveis, além disso, os vãos das estruturas portuárias são diferentes para cada viga, dificultando ainda mais essa calibração.

6.5 Análise de um Modelo Espacial Reduzido

Optou-se por fazer um modelo espacial reduzido para as análises. Portanto, ao invés, do comprimento original do cais de 250,0m, modelou-se 91,0m de cais. O modelo espacial é

constituído por barras (vigas e estacas) e elementos de placa (laje). As condições de vinculação foram as mesmas dos modelos planos, porém, agora no espaço.

A seguir são ilustradas as vistas do modelo reduzido do cais utilizado.

Figura - 6.35 – vista geral do modelo espacial reduzido.

Figura - 6.36 – seção transversal do modelo espacial.

Esse modelo tem por objetivo verificar se os resultados do acoplamento dos modelos planos estão razoáveis.

Começando pelos carregamentos, a determinação das posições críticas para avaliar cada elemento estrutural, torna-se uma tarefa difícil. Neste caso, é importante o auxílio dos modelos planos para a locação dos carregamentos no modelo espacial. Com o auxílio de um projetista experiente deve-se também locar alguns carregamentos complementares.

Além disso, é necessário que se tomem alguns cuidados que são extremamente importantes na análise dos resultados do modelo espacial.

Os resultados mostraram que para a análise da viga longitudinal do cais, a cortante no modelo plano é muito maior do que a cortante no modelo espacial. Isso acontece porque a laje é uma estrutura muito rígida e grande parte da carga é transportada por ela até os apoios diretamente sem carregar a viga. Dimensionar a viga com os resultados de cortante pelo modelo espacial estaria contra a segurança, pois, para um determinado estado de fissuração das lajes, essas cargas carregariam mais a viga, proporcionando valores de cortante maiores. O mesmo acontece para os momentos na viga, analisando-os pelo espacial ficam subavaliados. Por outro lado, os esforços dos modelos planos estão superavaliados e neste caso, o melhor seria fazer um cálculo não-linear considerando adaptação plástica. Provavelmente, esses resultados não-lineares, estariam num intervalo intermediário entre os obtidos no plano e os obtidos no espacial.

Em relação às reações nas estacas, constatou-se que no modelo espacial as estacas sob a viga externa (no caso V_1) recebe uma carga muito parecida com as calculadas pelo modelo plano. No entanto, observou-se que as estacas sob as vigas internas ao cais, recebem menos carga na análise do modelo espacial do que quando analisadas pelos modelos planos. Isso se deve a uma distribuição das cargas do modelo espacial diferente do modelo plano, função das hipóteses de Fauchart.

O modelo espacial, por outro lado, proporciona uma melhor avaliação dos esforços na laje (capa) nas duas direções principais pela compatibilidade de deslocamentos. Também é possível avaliar melhor momentos positivos das lajes (na direção transversal ao cais) na região dos apoios das mesmas (ou seja, sobre as vigas longitudinais). Como a estrutura é recalçável, surgem momentos positivos importantes nos apoios das lajes.

A seguir, são apresentados alguns resultados obtidos nos modelos planos e no modelo espacial.

6.6 Resultados Obtidos

Análise dos Modelos Planos:

Figura - 6.37 – Momentos fletores nas estacas no plano transversal ao cais – análise 2ª ordem.

Figura - 6.38 – Reações nas estacas no modelo longitudinal para viga V1.

Figura - 6.39 – Momentos fletores nas estacas no plano longitudinal ao cais – análise 2ª ordem.

Análise do Modelo Espacial:

Figura - 6.40 – Momentos fletores na viga longitudinal – V1.

Figura - 6.41 – Cortante na viga longitudinal – V1.

Esforços nas estacas no modelo Transversal:

esforços	E _{viga1}	E _{viga2}	E _{viga3}	E _{viga4}	E _{viga5}	E _{viga6}	E _{viga7}
Nd (tf)	7,59	4,43	9,63	6,18	3,57	5,91	5,98
Md (tfm)	370	284	261	375	244	454	367

(esforços para máxima compressão na estaca)

Esforços nas estacas no modelo Longitudinal – viga V1:

esforços	E _{viga1}	E _{viga2}	E _{viga3}	E _{viga4}	E _{viga5}	E _{viga6}	E _{viga7}	E _{viga8}	E _{viga9}	E _{viga10}
Nd (tf)	370	355	341	337	338	342	344	344	344	344
Md (tfm)	18,5	18,7	17,8	16,7	16,1	15,8	15,7	15,6	15,4	15,1

Esforços nas estacas no modelo Longitudinal – viga V2:

esforços	E _{viga1}	E _{viga2}	E _{viga3}	E _{viga4}	E _{viga5}	E _{viga6}	E _{viga7}	E _{viga8}	E _{viga9}	E _{viga10}
Nd (tf)	268	335	380	413	426	426	425	424	424	424
Md (tfm)	6,76	7,87	8,16	8,53	9,24	8,9	8,46	7,82	7,55	7,13

Comparações de resultados:

Reações nas estacas para V1:

Reações	E _{viga1}	E _{viga2}	E _{viga3}	E _{viga4}	E _{viga5}	E _{viga6}	E _{viga7}	E _{viga8}
Rd, plano (tf)	370	355	341	337	338	342	344	344
Rd, espacial (tf)	376	385	335	336	332	330	330	330

Reações nas estacas para V2:

Reações	E _{viga1}	E _{viga2}	E _{viga3}	E _{viga4}	E _{viga5}
Rd, plano (tf)	268	335	380	413	426
Rd, espacial (tf)	231	203	200	198	198

Momentos fletores e cortante paras Vigas V1 e V2:

seções - viga V ₁	M _{+no7}	M _{-no6}
Md, plano (tfm)	305	-320
Md, grelha (tfm)	256	-232
Md, espacial (tfm)	212	-182

seções - viga V ₁	Vd _{no2}	Vd _{no4}
Vd, plano (tf)	280	268
Vd, grelha (tf)	213	187
Vd, espacial (tf)	175	154

seções - viga V2	Vdno6	Vdno10
Vd, plano (tf)	261	296
Vd, grelha (tf)	108	120
Vd, espacial (tf)	84	87

O modelo em grelha apresentou resultados mais razoáveis próximos aos esperados, pois, representa de forma mais adequada a laje, isto é, despreza a contribuição longitudinal entre nervuras e considera a deformabilidade axial das estacas, o que não foi representado no modelo de Fauchart. Além disso, o modelo plano de Fauchart proporcionou uma dificuldade na calibração de suas rigidezes, em função da determinação do comprimento equivalente das vigas. Já o modelo espacial em elementos finitos superestima a contribuição da laje por desprezar as não-linearidades físicas, difíceis de avaliar.

Modelos melhores exigem uma consideração adequada dessas não-linearidades em modelos espacial, grelha ou elementos finitos.

6.7 Dimensionamento

Os coeficientes de ponderação para combinação dos carregamentos serão considerados conforme NBR-8681 e NBR-9782, prevalecendo a primeira.

Os coeficientes de ponderação utilizados foram:

$\gamma_{fg} = 1,35$ (carga permanente);

$\gamma_{fq} = 1,50$ (carga variável);

$\psi_o = 0,8$ (para cargas acidentais secundárias);

$\psi_o = 0,6$ (para vento e variação de temperatura).

Exemplo de dimensionamento,

para viga longitudinal – V_1 :

$F_{ck} \geq 40$ MPa

$h = 1,65$ m

$d = 1,50$ m $m d^- = -262$ tfm $\rightarrow$ $A_s = 41,1 \text{ cm}^2$ (14 ϕ 20)

$b_w = 1,10$ m

$b_f = 1,50$ m $m d^+ = 256$ tfm $\rightarrow$ $A_s = 39,8 \text{ cm}^2$ (13 ϕ 20)

$h_f = 0,35$ m

$p / V_d = 213$ tf $\rightarrow$ $A_{sw/s} = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Exemplo para laje – nervura:

$F_{ck} \geq 40$ MPa

$h = 0,95$ m

$d = 0,90$ m $m d^- = 68,3$ tfm $\rightarrow$ $A_s = 18,1 \text{ cm}^2$ (9 ϕ 16)

$b_w = 0,185$ m

$b_f = 0,75$ m $m d^+ = 69,0$ tfm $\rightarrow$ $A_s = 17,8 \text{ cm}^2$ (9 ϕ 16)

$h_f = 0,45$ m

para capa:

$F_{ck} \geq 40$ MPa

$h = 0,35$ m $m d_x^- = 13,7$ tfm $\rightarrow$ $A_s = 10,5 \text{ cm}^2$ (ϕ 12,5 c/ 12)

$d = 0,30$ m $m d_y^- = 13,0$ tfm $\rightarrow$ $A_s = 10,0 \text{ cm}^2$ (ϕ 12,5 c/ 12)

$$b_w = 1,0\text{m}$$

para estaca:

$$F_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

$$\phi_{ext}/\phi_{int} = 0,80/0,50\text{m}$$

$$N_d = 370 \text{ tf}$$

$$M_d = 20,1 \text{ tfm}$$

$$\nu = 0,56$$

$$\mu = 0,035$$

$$A_s = A_{s, \text{mín}}$$

7 Considerações Finais

Procurou-se nesse trabalho mostrar os principais fatores envolvidos no projeto de uma obra portuária, como os equipamentos utilizados, alguns tipos mais comuns de estruturas portuárias, as ações que nela atuam e uma proposta para modelagem e dimensionamento.

A apresentação das características de um terminal de contêineres e dos tipos de equipamentos utilizados, no capítulo-2, é fundamental para que o projetista conheça minimamente a operação nesse tipo de obra e possa avaliar de forma adequada os carregamentos, procurando determinar os maiores esforços solicitantes na superestrutura e na fundação.

Com a apresentação dos tipos estruturais existentes, capítulo-3, pretendeu-se avaliar em cada caso o funcionamento das estruturas, os métodos de execução e proporcionar ao leitor um conhecimento básico para auxiliá-lo na escolha do tipo estrutural mais conveniente para cada caso.

No estudo das ações, capítulo-4, pretendeu-se mostrar as ações incidentes numa estrutura portuária, como são feitos os cálculos de força horizontal de atracação e amarração (solicitações essa, bem particulares para esse tipo de obra) e as combinações que devem ser feitas para os carregamentos horizontais e verticais, sempre fazendo referência às Normas NBR-8681 e NBR-9782.

O capítulo-5 trata do estudo das fundações onde se procurou mostrar os principais problemas e mais comuns também que devem ser levados em conta no projeto de uma obra portuária como, atrito negativo, efeito Tschebotarioff, estabilidade global e alguns métodos de cálculo de capacidade de carga nas estacas e empuxos de solo em paredes verticais. Também, foi dada uma atenção especial ao transporte das estacas, fato este que pode determinar seu dimensionamento. Por fim, foram feitas algumas considerações sobre as Normas NBR-6122 e NBR 5629.

A análise através de um conjunto de modelos planos, do modelo em grelha e do modelo espacial, no capítulo-6, proporcionaram subsídios para uma série de avaliações de uma obra portuária.

O modelo espacial proporciona uma análise muito mais complexa do que o plano e portanto, fica mais difícil para o projetista avaliar a ordem de grandeza nos diferentes elementos estruturais que compõem a estrutura numa primeira análise.

Além disso, o posicionamento dos carregamentos críticos para cada elemento estrutural torna-se muito complicado, em virtude dos diversos carregamentos e suas combinações podendo levar a erros importantes. Há diferentes combinações do carregamento variável que devem ser tomados com coeficientes diferentes conforme estabelecem as Normas NBR-9782 e a NBR-8681. Por exemplo, pode-se carregar a estrutura com a carga do portêiner e ainda haver sobrecarga no cais, concomitante com a carga do portêiner, com diversos valores dependendo da área considerada. De fato, a parcela de sobrecarga externa à linha do portêiner no lado do mar, deve limitar-se a 40% do valor da sobrecarga ou a $1,0\text{tf/m}^2$. A parcela de sobrecarga interna à linha do portêiner deve limitar-se a 50% da sobrecarga total e por fim a parcela de sobrecarga externa à linha do portêiner do lado da terra, deve limitar-se a 80% da sobrecarga total, já que a carga do portêiner é considerada principal e portanto, considerada integral.

A utilização de modelos planos nessa análise torna-se muito interessante, pois são modelos mais simples, capazes de fornecer ordem de grandeza confiável para os esforços, que permite balizar os resultados do modelo espacial e, paralelamente, indica as posições críticas dos carregamentos. No entanto, alguns cuidados devem ser tomados como por exemplo, superavaliação dos esforços nas vigas devidos às cargas verticais (ver item 6.6 - comparações de resultados – especialmente cortante). Outro cuidado que se deve tomar é o efeito da laje no modelo plano de barras que é diferente do seu efeito no modelo espacial, pois no modelo plano não é possível avaliar adequadamente os esforços nas duas direções (compatibilidade de deslocamentos), apenas em uma. Por outro lado, para a avaliação dos esforços horizontais como atracação e amarração, torna-se uma análise bem simples e com resultados bons.

O modelo em grelha permitiu avaliar melhor a distribuição transversal dos carregamentos em função das rigidezes da fundação. Dessa maneira, pode-se concluir que o modelo de Fauchart para estruturas muito recaláveis não é adequado, pois, torna-se muito difícil calibrar o comprimento equivalente para cálculo das rigidezes.

O trabalho apresentado faz parte de um estudo inicial de modelagem para estruturas portuárias e apresentam resultados razoáveis considerando-se o atual conhecimento. No entanto, ainda é necessário um estudo mais completo e mais aprofundado da modelagem nesse tipo de obra de maneira a encontrar soluções que possam suprir as deficiências e

limitações apresentadas nos modelos propostos e desse modo, buscar uma melhor avaliação do comportamento real da estrutura.

7.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Como esse tema trata-se de um assunto ainda pouco explorado nacionalmente e internacionalmente, há muita carência de bibliografia, não só em relação ao processo de produção do projeto de uma obra portuária (desenvolvimento de modelos matemáticos para cálculo estrutural), como também de cálculos mais elaborados de algumas ações incidentes na estrutura (por ex.: energia de atracação do navio, amarração, velocidade de atracação, etc.). Portanto, são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras complementares:

- Estudar os modelos com interação solo-estrutura completos;
- Estudar a estrutura em Elementos Finitos de forma completa;
- Fazer retroanálise de provas de carga no cais;
- Fazer retroanálise de acidentes no cais;
- Monitorar o efeito dinâmico das cargas atuantes no cais, especialmente o impacto do navio na estrutura;
- Estudar o modelo de distribuição transversal de cargas de Fauchart considerando mais parcelas do desenvolvimento da série de Fourier e a rigidez axial das estacas.

BIBLIOGRAFIA

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: “Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais – Procedimento” – Rio de Janeiro – NBR 9782, março de 1987.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: “Projeto de Estruturas de Concreto” Procedimento – NBR 6118, março de 2004.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: “Ações e Segurança nas Estruturas” – NBR 8681/04.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: “Projeto e Execução de Fundações” – NBR 6122/96.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: “Execução de Tirantes Ancorados no Terreno” – NBR 5629.
- Agerschou, H.; Lundgren, H.; Sorensen, T.; Ernst, T.; Korsgaard, J.; Schmidt, L. R.; Chi, W. K. – “ *Planning and Design of Ports and Marine Structures*” – John Wiley & Sons Ltd., 1983.
- Alfredini, P. “Obras e Gestão de Portos e Costas” – 1ª edição, São Paulo, Editora Edgard Blücher, 2005.
- Alfredini, P. – “A Modelação Física do Comportamento de Navios Atracados na Otimização do Arranjo Geral de Áreas Portuárias” - Tese de Livre Docência apresentada à Escola Politécnica da USP - São Paulo, 1991

- Ashebir Jacob, Larry Nye, Tom Mc Collough, Tim Reid – “Design Considerations for Phased Construction of an Operating Container Terminal”
- Association, The Norwegian, - “Guidelines for the Design and Construction for Underwater Concrete Structures” – Publication nº5, 1980.
- Bilfinger, Werner – Critérios de Segurança de Fundações em Estacas Cravadas com Consideração de Controles Executivos – São Paulo, 2002 – Tese (Doutorado) – EPUSP.
- Bernardes, G. P., Andreo, C. S., Gonçalves, C. – “Ensaio de Carregamento Dinâmico” – 1ª edição – 1996.
- Bowles, J. E. – “Foundation Analysis and Design” – Associate Professor of Civil Engineering – McGraw-Hill Book company.
- Bruun, Per. “*Port Engineering*” – Third Edition – 1981.
- Catálogos de Equipamentos:
 - CAVOTEC – *Automated Mooring Systems*;
 - PREUSSAG – NOEL – *Container Handling Equipment*;
 - BRIDGESTONE CATALOGUE;
 - TRELLEX *Fender System*.
- CEB – *Comite Euro-International du Beton*.
- Costa, F. Vasco – “Estacas para Fundação”, Lisboa - 1956
- EAU - *Recommendations for Waterfront Structures* –1996.
- Fauchart, J. – “ Béton Précontraint” – Centre de Hautes Études de la Construction” – 1972 – Tome I

- Fauchart, J. – “ Béton Précontraint” – Centre de Hautes Études de la Construction” – 1972 – Tome II
- Gaythwaite, John – “Design of Marine Facilities for the Berthing, Mooring and Repair of Vessels” – 1990.
- Hansen, J. Brinch – “Earth Pressure Calculation of a New Theory of rupture to the calculation and design of retaining walls, ancor slabs, free sheet walls, ” – 1961
- PIANC – Normas Gerais – boletim nº 54, 1986.
- PIANC – Normas Gerais – boletim nº 58 – Proteção de Taludes sob Obra.
- Marziona, J. D., Alonso, U. R., Quaresma, A. R., – “Fundações: Teoria e Prática” 2ª edição – São Paulo – Editora Pini 1998.
- Massad, F. “As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades” – Tese de Livre Docência apresentada à Escola Politécnica da USP –São Paulo - 1985.
- Mason, J. “Obras Portuárias” – Rio de Janeiro, Editora Campus, 1981.
- Melo, L. G. de, Niyama, S., Coelho, J., Skaf, K. J. – “Dynamic and Static load on the longest precast prestressed concrete piles of Brazil” – Seventh International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations, 1998
- Minikin, R. R. – “ *Winds, Waves and Maritime Structures*” – *second edition*, Griffin London, 1963
- NAVFAC DM-7 – “Design Manual – Soil Mechanics Foundations and Earth Structures” – Departament of the Navy – march, 1971.
- NC 03 – Norma do Metrô, 1980.

- Publisian, Publicidade de Santos – “O Centenário do Porto de Santos: Um Século de História – 1882-1992 “
- Quinn, A. D. – “*Design and Construction of Ports and Marine Structures*” – *second edition*, MC Graw-Hill Book Company, 1972.
- Siano, J. B. – “Obras Marítimas – Exemplos de Cálculos” – Tomo I, editado pelo Gabinete do Presidente da Portobrás, 1983.
- Stucchi, Fernando Rebouças - Notas de aula – Grandes Estruturas – Poli – USP – 1999.
- Taylor, Donald W,- “Fundamentals of Soil Mechanics” – New York- 5ªed 1958.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. – “Soil Mechanics in Engineering Practice” – 3rd edition – John Wiley and Sons, Inc., 1996.
- Thoresen E. et al, - “Port Design: Guidelines and Recommendations”, Tapir – 1988
- Tschebotarioff , G. P. – “Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra” McGraw-Hill do Brasil, 1978
- Tsinker, G. P. – “Floating Ports: Design and Construction Practices”, 1968
- Tsinker, G. P. – “Marine Structures Engineering: Specialized Applications”, Chapman & Hall, 1995.
- *United Nations Conference on Trade and Development* – UNCTAD – Normas Gerais.
- Vargas, Milton – “Construção de Portos” – monografia – EPUSP, 1914.

- Veloso, D., Mello, L.G. de, Bilfinger, W. – “Piles subjected to horizontal loads due to asymmetrical surcharges on the surface: a review of design methods” – Committee of the XV ICSMGE, 2001

ANEXOS

Esse anexo contém algumas linhas de influência complementares do modelo plano de Fauchart e do modelo plano aporticado longitudinal.

A seguir, são mostradas algumas linhas de influência de reação obtidas pelo modelo de Fauchart:

Linha de influência de reação no nó 15 – viga V3.

Linha de influência de reação no nó 21 – viga V4.

Linha de influência de reação no nó 27 – viga V5.

Linha de influência de reação no nó 33 – viga V6.

Linha de influência de reação no nó 39 – viga V7.

Linha de influência de momento negativo no nó 21.

Linha de influência de momento positivo no nó 24.

Linha de influência de cortante no nó 33.

A seguir, são mostradas algumas linhas de influência obtidas pelo modelo longitudinal aporticado para a viga V1:

Linha de influência de reação no nó 6.

Linha de influência de reação no nó 14.

Linha de influência de momento positivo no nó 7.

Linha de influência de momento negativo no nó 10.

Linha de influência de cortante no nó 2.

Linha de influência de cortante no nó 4.