

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

AUGUSTO TEIXEIRA DE SOUSA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESFORÇOS EM ESTACAS DE ESTRUTURAS
PORTUÁRIAS SOB VARIAÇÕES DE ALTURA DE ONDAS E MARÉ

Joinville

2021

AUGUSTO TEIXEIRA DE SOUSA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESFORÇOS EM ESTACAS DE ESTRUTURAS
PORTUÁRIAS SOB VARIAÇÕES DE ALTURA DE ONDAS E MARÉ

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Dra. Helena Paula Nierwinski.

Joinville

2021

AUGUSTO TEIXEIRA DE SOUSA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESFORÇOS EM ESTACAS DE ESTRUTURAS
PORTUÁRIAS SOB VARIAÇÕES DE ALTURA DE ONDAS E MARÉ

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 24 de setembro de 2021.

Banca Examinadora:

Eng^a. Prof^a. Dr^a. Helena Paula Nierwinski
Orientadora e professora do Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng^a Prof^a. Dr^a. Valéria Bennack
Professora do Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng^a. Prof^a. Dr^a. Anelize Borges Monteiro
Professora do Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Eternamente grato pela minha família. Agradeço aos meus pais Humberto e Glenda, por sempre me darem as melhores condições pra eu seguir os meus sonhos. Aos meus irmãos Igor e Artur, que sempre me acompanharam e compartilharam alegrias e tristezas comigo. Aos tios e tias que sempre me educaram e mimaram. Muito obrigado por todos vocês que estiveram presente.

A Bianca, que sempre deu o melhor de si, para ser uma excelente amiga e namorada para mim, para ser a melhor irmã e filha possível, me dando a oportunidade única de à observar e aprender com ela, a ser o meu melhor.

Aos eternos amigos, Marcela, Débora, Leonardo, Amanda Reus, Amanda Remor e Eduardo, que Joinville me presenteou. E aos amigos que mesmo de longe me apoiaram.

A professora e minha orientadora Helena, que sempre se empenhou em ser a melhor professora possível, se importando em transmitir conhecimento de uma maneira humana e acolhedora, sendo responsável por grande parte do profissional que me tornei.

Aos inúmeros professores que se importaram... Vocês fizeram toda a diferença.

RESUMO

O Sistema Portuário Brasileiro tem origem nos primórdios da colonização do país, sendo um dos segmentos mais tradicionais da economia nacional. Para estruturas portuárias é de fundamental importância a obtenção de uma grande quantidade de informações, de variadas áreas da engenharia, para garantir uma solução eficaz para as demandas do complexo portuário. Este trabalho estuda os efeitos de ondas marítimas e variações de maré sobre as estruturas de fundações portuárias por meio de cálculos das forças horizontais e momentos fletores resultantes. A partir da definição de uma estrutura de cais de acostagem tipo com solução de paramento aberto (estacas expostas às ações de ondas) e uma estrutura tipo com solução de paramento fechado (estruturas de contenção vertical), foi feito um estudo em situações paramétricas analisando o efeito de cada parâmetro sobre o resultado final da força horizontal e do momento fletor. Estas estruturas tipo foram definidas a partir da análise de diferentes estruturas nacionais e internacionais. Para o estudo da estrutura de paramento aberto, observa-se um aumento do momento fletor atrelado à elevação do nível da água em repouso, mesmo com a força resultante sofrendo redução. Isto se deve à influência do nível de água no posicionamento de aplicação da força horizontal, podendo este ser o fator mais relevante. Também para estacas expostas, observa-se que para ondas com comprimento menores a parcela de inércia da onda é mais significativa, entretanto, para comprimentos de onda maiores, a parcela de arraste passa a ser a causadora de força horizontal resultante mais notória. Já para estruturas de paramento fechado, a variação de maré é o fator mais relevante, podendo ser preocupante em casos de grandes variações. A partir das análises, pode-se concluir que os carregamentos causados pelas ondas são relevantes e variam principalmente a partir dos dados marítimos, devendo ser analisados para as particularidades de cada projeto.

Palavras-chave: Estaca. Cais de acostagem. Altura de onda. Variação de maré. Forças horizontais.

ABSTRACT

The Brazilian Port System has its origins in the early colonization of the country, being one of the most traditional segments of the national economy. For port structures it is of fundamental importance to obtain a large amount of information, from various areas of engineering, to ensure an effective solution to the demands of the port complex. This work studies the effects of sea waves on the structures of harbor foundations through the calculation of horizontal forces and bending moments. From the definition of a model of a structure with an open face solution (piles exposed to wave actions) and a model structure with a closed face solution (vertical containment structures), a study was carried out in parametric situations analyzing the effect of each parameter on the final result of the horizontal force and the bending moment. These standard structures were defined based on the analysis of different national and international structures. For the study of the open facing structure, there is an increase in the bending moment linked to the rise in the water level at rest, even with the resulting force being reduced, this is due to the influence of the water level in the positioning of the horizontal force application, which may be the most relevant factor. Also for exposed piles, it is observed that for waves with shorter lengths the inertia portion of the wave is more significant, however, for longer wavelengths the drag portion becomes the most notorious cause of the resulting horizontal force. As for closed-face structures, the tidal variation is the most relevant factor, which can be of concern in cases of large variations. From the analysis, it can be concluded that the loadings caused by waves are relevant and vary mainly from maritime data, and should be analyzed for the particularities of each project.

Keywords: Berth. Piles. Wave height. Tidal variation. Horizontal force.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Cargas generalizadas e fatores ambientais que afetam o projeto de um píer	17
Figura 2 - Cais em paramento aberto (a) e fechado (b).....	18
Figura 3 - Paramento frontal fechado com muros de gravidade	19
Figura 4 - Paredes de estaca prancha simples.....	19
Figura 5 - Exemplo de perfil transversal de uma estrutura gravítica em blocos	20
Figura 6 - Paredes de estaca prancha com plataforma de alívio.....	21
Figura 7 - Modelo estruturas de um cais de acostagem em estacas	22
Figura 8 - Exemplo de maregrama	25
Figura 9 - Parâmetros de uma onda progressiva	27
Figura 10 - Diagrama de pressões gerados por ondas de clapoti.....	29
Figura 11 - Seção transversal nova estrutura Porto Novo do Rio Grande.....	35
Figura 12 - Vista isométrica do projeto de reforma do Porto Itajaí.....	36
Figura 13 - Planta baixa Porto de Itapoá	37
Figura 14 - Píer de acostagem do Porto Itapoá.....	38
Figura 15 - Seção transversal das operações de píer utilizando guindaste portainer	38
Figura 16 - Seção transversal típica ao longo do píer	39
Figura 17 - Seção transversal típica nas extremidades do píer.....	39
Figura 18 - Comportamento das forças resultantes de parcela de arraste (F_d) das ondas em função de h para $H=3$ m	46
Figura 19 - Comportamento das forças resultantes da parcela de arraste (F_d) das ondas em função de H para $h=15$ m	47
Figura 20 - Comportamento dos momentos fletores decorrentes das forças horizontais de arraste (F_d) em função de h para $H=3$ m.....	48
Figura 21 - Comportamento momentos fletores decorrentes das forças horizontais de arraste (F_d) em função de H para $h=15$ m.....	49
Figura 22 - Forças horizontais e momentos fletores resultantes da parcela de arraste em função de h para $H=3$ m	50
Figura 23 - Comportamento das forças resultantes da parcela de inércia (F_m) das ondas em função de h para $H=8$ m	51
Figura 24 - Comportamento das forças resultantes da parcela de inércia das ondas em função de H para $h=18$ m	52
Figura 25 - Comportamento das forças horizontais e momentos fletores resultantes da parcela de inércia em função de h para $H=3$ m.....	53

Figura 26 - Acréscimo de momento fletor máximo causado pelas ondas em relação ao momento fletor médio encontrado em estacas existentes.....	54
Figura 27 - Variação dos momentos fletores em função do comprimento de onda	55
Figura 28 - Variação dos momentos fletores de acordo com o diâmetro da estaca	56
Figura 29 - Diagrama de pressões do caso favorável	57
Figura 30 - Diagrama de pressões do caso desfavorável.....	58
Figura 31 - Comparação dos diagramas de pressão hídrica em estrutura de paramento fechado	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Esforços solicitantes nas estacas da solução prevista	40
Tabela 2 - Forças horizontais resultantes (kN) da parcela de arraste das ondas	46
Tabela 3 - Momentos fletores máximos (kN.m) decorrentes das forças horizontais de arraste	47
Tabela 4 - Posicionamento da força horizontal em relação ao solo	49
Tabela 5 - Forças horizontais resultantes (kN) da parcela de inércia das ondas	51
Tabela 6 - Momentos fletores máximos (kN.m) decorrentes das forças horizontais de inércia	52
Tabela 7 - Forças e momentos em função do comprimento de onda	54
Tabela 8 - Forças e momentos segundo a variação do diâmetro da estaca	56

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

n – forma da onda

k – número da onda

σ – frequência angular

a – amplitude

L – comprimento de onda

T – período da onda

P – pressão

z – altura da coluna de água

h – altura da coluna de água no repouso

γ – peso específico

H – altura da onda

ρ – densidade do líquido

k_d - coeficiente de arraste

k_m – coeficiente de inercia

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	11
1.1.	OBJETIVOS	12
1.1.1.	Objetivo Geral.....	12
1.1.2.	Objetivos Específicos	12
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	13
2.1.	ESTRUTURA PORTUÁRIA	13
2.1.1.	Infraestrutura do porto	13
2.1.2.	Estrutura de proteção.....	14
2.1.3.	Retroporto	16
2.1.4.	Estruturas de acostagem	16
2.1.4.1.	<u>Estruturas com paramento fechado.....</u>	<u>18</u>
2.1.4.2.	<u>Estruturas com paramento aberto</u>	<u>22</u>
2.3.	FATORES DE INTERFERÊNCIA DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL....	24
2.3.1.	Marés	24
2.3.2.	Correntes	25
2.3.3.	Ação de ondas.....	26
2.3.3.1	<u>Dimensionamento de ondas progressivas.....</u>	<u>27</u>
2.3.3.2	<u>Cálculo de esforços causados por ondas estacionárias</u>	<u>28</u>
2.3.3.3	<u>Ação de ondas sobre estacas em paramento aberto</u>	<u>29</u>
3.	METODOLOGIA.....	33
3.1	DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS BRASILEIRAS SELECIONADAS PARA O ESTUDO	34
3.1.1	Porto Novo do Rio Grande.....	34
3.1.2	Porto de Itajaí	36
3.1.3	Porto Itapoá.....	37
3.2	ESTRUTURAS TIPO E DADOS PARA ESTUDO	40
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	45
4.1	ESTRUTURA DE PARAMENTO ABERTO.....	45
4.1.1	Variação de nível de água e altura de onda.....	45
4.1.2	Variação do comprimento de onda	54
4.1.3	Variação do diâmetro da estaca	55
4.2	ESTRUTURA DE PARAMENTO FECHADO.....	57
5.	CONCLUSÃO.....	60

5.1	TRABALHOS FUTUROS	61
	REFERÊNCIAS	62

1. INTRODUÇÃO

Conforme dados históricos, o Sistema Portuário Brasileiro tem origem nos primórdios da colonização do país, visto que o transporte aquaviário era utilizado para comercializar mercadorias entre a colônia e Portugal, sendo um dos segmentos mais tradicionais da economia nacional (BRASIL, 2018 apud PODDA, 2019, p. 18).

Comin (2015), afirma que a engenharia de estruturas portuárias engloba o planejamento, projeto e construção de estruturas ao longo de costas oceânicas, rios e lagos, além das obras de categoria *offshore*. Sendo assim, na fase de projeto é necessária uma grande quantidade de informações para garantir uma solução eficaz para as demandas da estrutura. Esses projetos são caracterizados como projetos multidisciplinares e as áreas de estudo das estruturas portuárias são: Engenharia Hidráulica Marítima e Fluvial, Engenharia Geotécnica, Mecânica dos Solos e Engenharia de Estruturas (FANTI, 2007).

De acordo com Fanti (2007), é comum a utilização de estacas como elementos de fundação de obras portuárias, uma vez que, em muitas regiões costeiras do Brasil, podem ser observadas espessas camadas de solo mole. Segundo o mesmo autor, o fato de suportarem grandes carregamentos e serem executadas sobre grandes camadas de solos moles, as fundações são muito profundas, podendo chegar até a 50 metros, exigindo um bom controle de cravação das estacas e do processo executivo como um todo.

Essas soluções em estacas apresentam diferentes configurações e para as obras de acostagem, que fazem a divisão entre água e terra firme, essas estruturas ficam expostas a diversas solicitações, dependentes de várias condições. Condições estas comentadas por Gaythwaite (2004), em que incluem a importância da consideração das ações ambientais na solução do projeto citando efeitos de ondas normais e extremas, e ondas de marés.

Neste trabalho busca-se um aprofundamento nos estudos de possíveis interferências da hidráulica marítima nos projetos e execuções de fundações de estruturas portuárias, e a relevância dessas interferências para o projeto como um todo.

1.1. OBJETIVOS

Com o intuito de identificar e entender as implicações de diferentes tipos de ondas nos projetos de fundações portuárias, sugere-se a discussão com os objetivos a seguir.

1.1.1. Objetivo Geral

Analisar o comportamento dos esforços em estacas portuárias, na área de acostagem, sob a variação de altura de onda e maré, as quais têm influência direta nos cálculos de força e momentos aplicados sobre as estacas.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Entender a relevância de variações de condições marinhas para o projeto de fundações de obras portuárias;
- Identificar estruturas tipo, com base em projetos portuários nacionais e internacionais;
- Identificar as faixas de variação de características de onda e variações de maré típicas do território nacional;
- Estudar a influência de diferentes condições de altura de ondas e variação de maré nos resultados finais de esforços horizontais atuantes sobre diferentes diâmetros de estacas de estruturas portuárias.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. ESTRUTURA PORTUÁRIA

Os portos são uma opção de entrada e saída de mercadorias e pessoas das grandes cidades. Estes podem ser interpretados como uma interface entre transporte terrestre e marítimo e são utilizados para embarque e desembarque de passageiros e para armazenamento e distribuição de mercadorias em geral. A fim de garantir um bom ponto de abrigo para privilegiar as trocas de bens e, embarque e desembarque de passageiros, é necessário oferecer condições por meio de infraestrutura adequada (SILVA, 2014), conforme aspectos discutidos a seguir.

2.1.1. Infraestrutura do porto

Todo o conjunto de equipamentos e estruturas que direta ou indiretamente contribuem para as constantes atividades realizadas num porto, fluvial ou marítimo, compõe a infraestrutura portuária (PIRES, 2011).

Segundo Fanti (2007), a infraestrutura portuária tem a função de garantir cinco características principais, sendo elas:

- Abrigo: é uma condição essencial e deve proteger a embarcação de ventos, ondas e correntes garantindo os menores deslocamentos e esforços possíveis para a atracação e amarração, permitindo o movimento de carga ou de passageiros;
- Profundidade: é a característica que está ligada à navegabilidade em certa região, devido ao calado do navio;
- Acesso: permitindo a entrada e saída de cargas e/ou de passageiros do porto;
- Área do retroporto: compreende na área reservada para movimentação e armazenamento de cargas e passageiros dentro do porto. Podendo ou não servir de local para as instalações da administração portuária;
- Ambiental: obtendo a licença perante as agências de controle do meio ambiente, uma vez que a construção e implantação de um porto podem alterar as condições físicas e biológicas do meio, causando impactos ambientais de grandes proporções.

Obras de estruturas de proteção, de acostagem, e infraestrutura do retroporto são alguns dos projetos que têm como finalidade garantir essas características ao porto. As características básicas de cada um destes projetos são discutidas nos itens a seguir.

2.1.2. Estrutura de proteção

As condições de abrigo e proteção ideais, garantem uma região resguardada de ventos e ondas fortes. Essa proteção pode ser natural ou através de obras especiais de defesa, como quebra-mares, molhes ou espigões (FANTI, 2007).

Estas estruturas, por meio de uma combinação de reflexão e de dissipação da energia incidente, reduzem a ação das ondas na zona abrigada, a fim de proteger as respectivas instalações portuárias, melhorar as condições de manobra na entrada dos portos e permitir a acostagem de navios e as operações de carga e descarga (SILVA, 2014).

O estudo e projeto dessas obras estão relacionados a duas problemáticas. A primeira problemática é a determinação dos efeitos das ondas e correntes, para o correto dimensionamento da estrutura. Já a segunda contempla a estabilidade das estruturas projetadas (MASON, 1983).

Segundo Silva (2014), diversos fatores influenciam na geometria e comprimento de um quebra-mar, por exemplo: zona portuária a proteger, direção predominante do vento, correntes de transporte de sedimentos e capacidade de manobras das embarcações que entram no porto. Além disso, Silva (2014) cita que há três tipos de estruturas de proteção, sendo eles diferenciados a partir do método de funcionamento, são estes:

- Quebra-mar de taludes ou molhe (Figura 1): funciona dissipando a energia das ondas e é construído por um talude de enrocamento ou elementos artificiais de concreto. O nome quebra-mar é dado para a estrutura que não é ancorada ao continente, já o molhe apresenta ligação com o continente;

Figura 1 - Exemplo de quebra-mar de taludes ou molhe



Fonte: SILVA (2014, p. 13).

- Estrutura de proteção de paredes verticais ou dique refletor (Figura 2): funciona refletindo a energia das ondas e é constituído por um muro de paramento vertical, necessitando de uma camada de regularização do fundo;

Figura 2 - Exemplo de estrutura de proteção de paredes verticais ou dique refletor



Fonte: SILVA (2014, p. 14).

- Estrutura de proteção mista (Figura 3): hora funciona como quebra-mar ou molhe de taludes, hora como estrutura vertical, dependendo da altura das ondas. Possui elementos em talude na parte inferior e muros com paramento vertical na parte superior.

Figura 3 – Exemplo de estrutura de proteção mista



Fonte: SILVA (2014, p. 15).

As obras de maior expressão e valor de um porto costumam ser as obras de proteção como quebra-mares e molhes, devido à importância da proteção da área do porto da incidência de efeitos hídricos, que se for intensa, pode chegar a inviabilizar um projeto (PRATS, 2017).

2.1.3. Retroporto

De acordo com Prats (2017), retroporto ou retroárea é o local do porto onde ocorre toda a operação portuária. Mahomadiquebal (2018) descreve como retroporto uma área terrestre própria para o movimento e armazenamento das mercadorias e também uma região onde ocorrem os serviços administrativos.

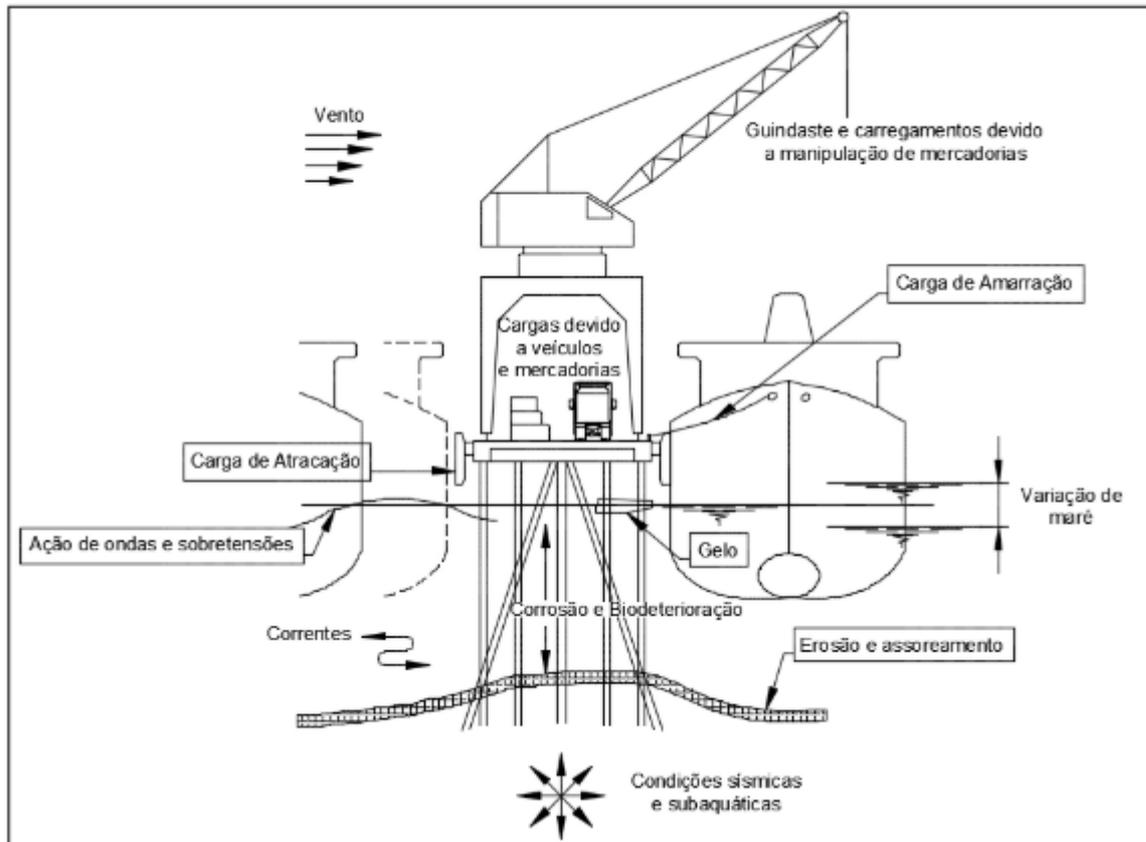
Por ser uma área terrestre, é dimensionada como tal, não fazendo parte do escopo do trabalho, uma vez que não sofre influência das ondas.

2.1.4. Estruturas de acostagem

Como parte essencial da região portuária, as estruturas de acostagem são aquelas que garantem a acostagem e a amarração de navios. Sua principal função é possibilitar, de maneira eficiente e segura, a carga e descarga de mercadorias, o embarque e desembarque de passageiros, além da manutenção das embarcações (PIRES, 2011).

Um exemplo de cais de acostagem, bem como os carregamentos que devem ser considerados para dimensionamento do projeto, estão apresentados na Figura 4.

Figura 4 - Cargas generalizadas e fatores ambientais que afetam o projeto de um píer



Fonte: GAYTHWAITE (2004, p. 45).

Pires (2011) ainda discorre sobre os locais de instalação desse tipo de obra, que normalmente são construídas em locais que apresentam uma diferença significativa entre a cota de coroamento e a cota de fundo. O autor ressalta ainda que existem casos em que a escavação do terreno é essencial para se atingir o desnível necessário para o projeto, sendo assim, a função de retenção de solos é atrelada a essas estruturas.

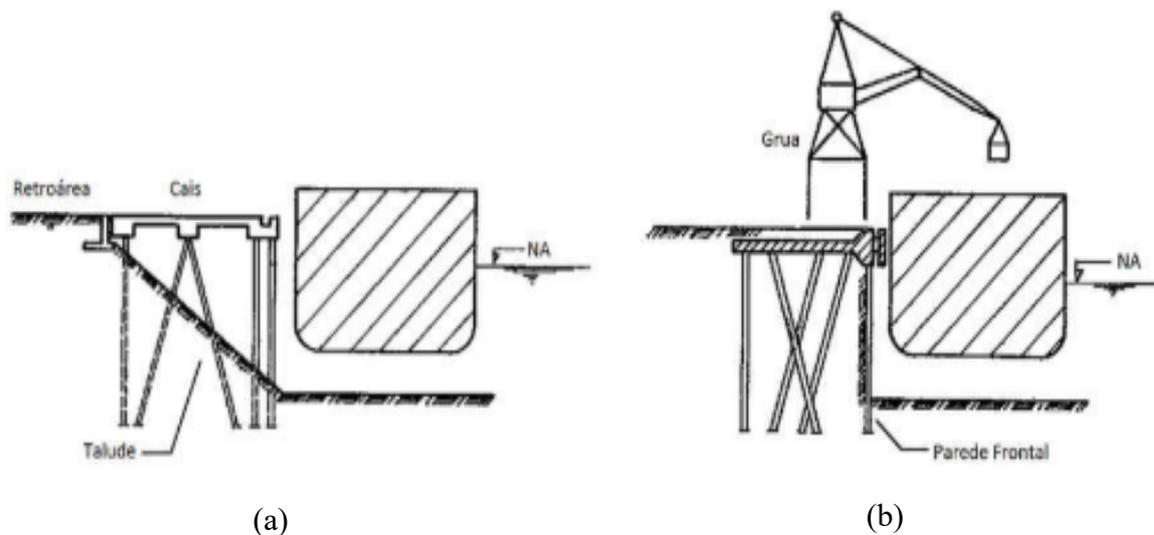
De acordo com Alfredini e Arasaki (2013), as obras portuárias de acostagem devem resistir aos esforços aos quais estão sujeitas, estes causadas por:

- Cargas horizontais elevadas, decorrentes da transmissão de energia das embarcações na atracação e na amarração de navios atracados, além dos esforços provocados por ondas e altura de água;
- Cargas verticais, geradas pelos equipamentos de movimentação de cargas;
- Cargas geotécnicas;
- Efeitos de condições sísmicas.

As obras de acostagem podem ser divididas em dois grupos. O primeiro deles sendo os projetos com cais em paramento aberto (Figura 5a), que segundo Mahomadiquebal (2018), são as soluções em que se tem a construção de um talude responsável pela contenção do terreno. Esse tipo de solução necessita a consideração de esforços gerados por correntes e movimentos da massa de água para garantir a integridade do cais, uma vez que as estacas ficam expostas a esses elementos.

O segundo grupo é formado pelas soluções de paramento fechado, nas quais existe uma cortina frontal que resiste os esforços, tanto do terreno, quanto do meio hídrico (Figura 5b). Essa cortina pode ser de estacas prancha ou estruturas portuárias de gravidade (MAHOMADIQUEBAL, 2018).

Figura 5 - Cais em paramento aberto (a) e fechado (b)



Fonte: Mahomadiquebal (2018).

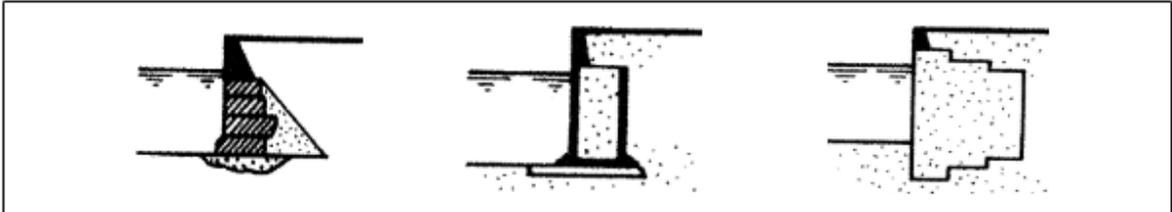
Com base na figura apresentada acima, nota-se a existência de diferentes tipos de estruturas que se encaixam nessas soluções (paramento aberto e paramento fechado). Estas estruturas são mais detalhadas nos itens a seguir.

2.1.4.1. Estruturas com paramento fechado

As estruturas com paramento fechado podem ter o paramento frontal formado por muros de gravidade (Figura 6) (soluções gravíticas) ou formado por paredes de estaca prancha

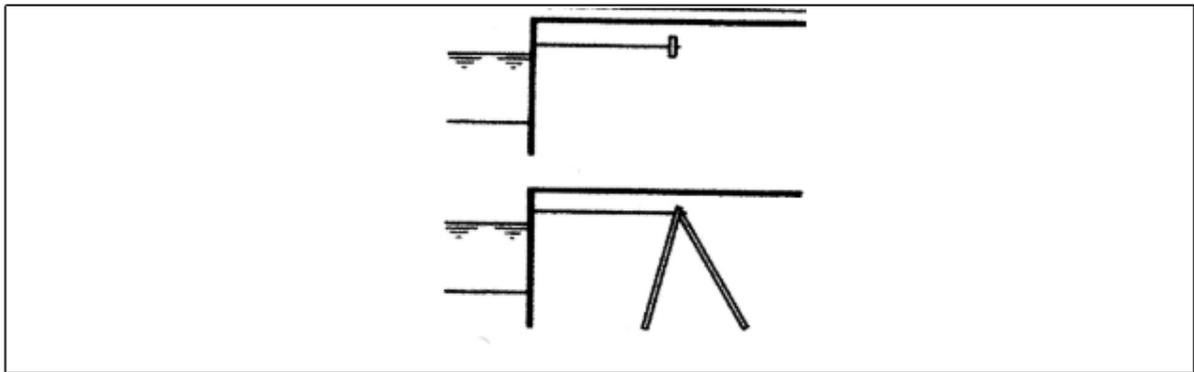
(Figura 7) (soluções não gravíticas), sendo assim, retêm o terraplano abaixo do cais, sofrendo ação direta das ondas, correntes e variação de maré (FANTI, 2007).

Figura 6 - Paramento frontal fechado com muros de gravidade



Fonte: AGERSCHOU (1983) apud FANTI (2007, p. 31).

Figura 7 - Paredes de estaca prancha simples



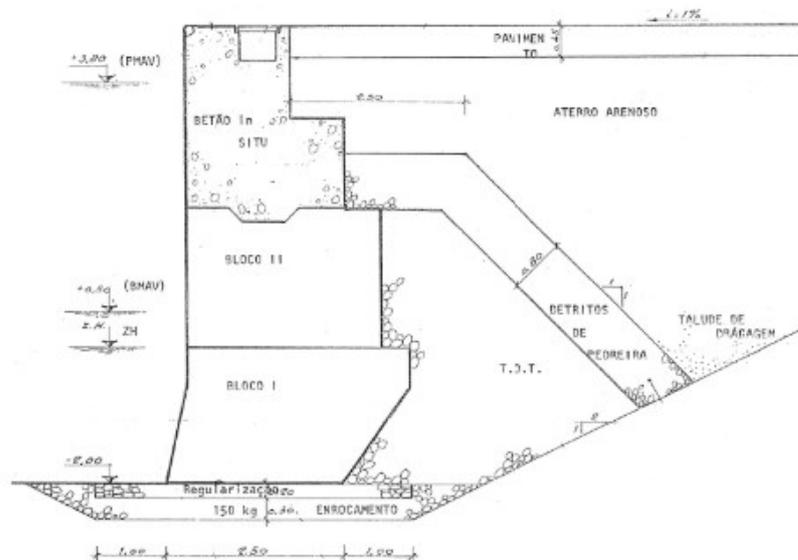
Fonte: AGERSCHOU (1983) apud FANTI (2007, p. 43).

As principais soluções gravíticas que apresentam paramento fechado são: parede de blocos de concreto, parede em caixão de concreto armado e parede celular de estaca prancha. Já as soluções não gravíticas incluem paredes de estaca prancha simples e paredes de estaca prancha com plataforma de alívio.

As soluções mais antigas de obras portuárias são as paredes de blocos de concreto ou rochas naturais, onde grandes blocos são cuidadosamente empilhados formando a parede de contenção (FANTI, 2007). Pires (2011) explica que a camada final da pilha é uma camada única de estrutura concretada in loco servindo para regularizar a superfície.

Em uma seção típica para soluções em paredes de blocos (Figura 8), é comum ver blocos com dimensões e formatos distintos, organizados para formarem pequenas plataformas do lado de tardo (parte traseira da estrutura, em contato com solo). Essas diferenças fazem com que cada peça mobilize parte do peso do talude, além do peso próprio, melhorando a estabilidade do conjunto (PIRES, 2011).

Figura 8 - Exemplo de perfil transversal de uma estrutura gravítica em blocos



Fonte: GOMES (1998) apud PIRES (2011, p. 12).

A força de atrito gerada na base da parede é elevada, devido ao seu peso, e é essa a principal força responsável pela estabilidade do cais, suportando aos esforços horizontais do empuxo do solo, atracação e a amarração das embarcações (FANTI, 2007).

Pires (2011), explica que para a utilização dessa solução, necessita-se de fundações rochosas, corroborando com Fanti (2007), que diz “[...] pelo grande peso dessas estruturas, deveriam ser executadas em solos de grande capacidade de carga para evitar recalques diferenciais” (p. 30).

Grande parte das estruturas portuárias estão alocadas em locais compostos pela deposição de sedimentos, fazendo com que soluções gravíticas não sejam as mais adequadas. O transporte das peças do muro é outra necessidade da obra que pode tornar a estrutura inviável, devido ao peso e tamanho que as mesmas apresentam (PIRES, 2011).

Para soluções não gravíticas Pires (2011) ressalta que além do desempenho estrutural, servem também como complemento para estruturas com paramento aberto, se tornando recorrentes nas obras de acostagem.

Por serem compostas por paredes de estacas prancha e tirantes ou parede de estacas prancha e estacas inclinadas, são estruturas leves e normalmente de custo menores, se tornando mais competitivas (FANTI, 2007). Estruturas que utilizam tirantes são mais comuns, entretanto,

as estacas inclinadas são utilizadas em regiões de solos com baixa resistência, onde a utilização de tirantes se torna inviável.

A cortina metálica, cravada no solo, tem a função de resistir aos momentos gerados pela ação dos solos do talude de tardo, que se tornam mais intensos de acordo com as cargas aplicadas na plataforma superficial. As ancoragens com tirantes têm o papel de absorver parte dessas cargas ativas, reduzindo os momentos gerados na base da cortina (PIRES, 2011).

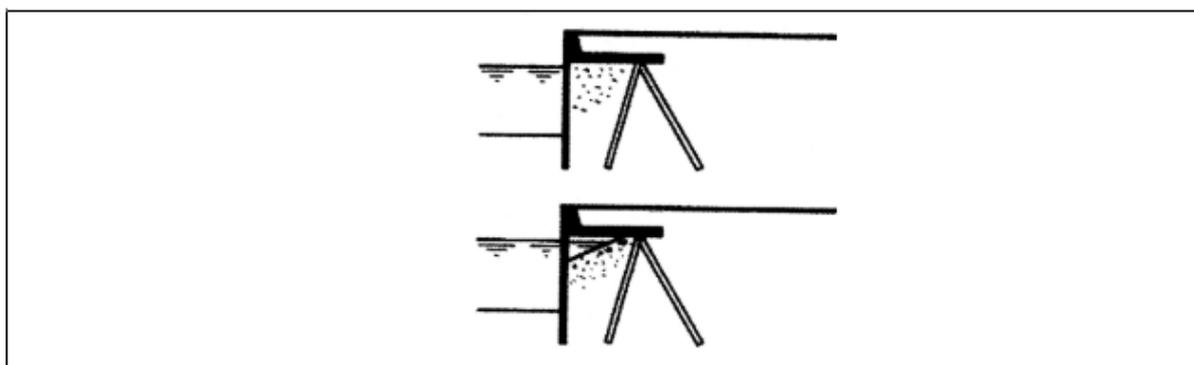
Deve-se levar em consideração os esforços de acostagem e amarração das embarcações no momento de dimensionar a profundidade que a cortina de estacas deve atingir (PIRES, 2011). Entretanto, Fanti (2007) diz que as forças provenientes da atracação dos navios, não são um problema, pois aliviam o carregamento dos tirantes e, próximo ao topo, as forças transmitidas pelas defensas são equilibradas pela reação do solo em sentido oposto.

Locais com grande amplitude de maré podem necessitar de diferentes níveis de ancoragem, garantindo que os esforços das cargas laterais sejam transmitidos diretamente para os tirantes, reduzindo a profundidade das estacas (PIRES, 2011).

Em solos com a existência de rochas, a utilização de estacas prancha pode se tornar inviável, uma vez que as rochas dificultam a cravação da mesma. Uma alternativa para utilizar a estaca prancha em solos rochosos é a fixação da estaca prancha na rocha, fazendo a abertura de uma espécie de trincheira e posteriormente preenchendo o espaço com concreto, garantindo a fixação da estrutura (FANTI, 2007).

Para locais de solos moles e que necessitam operar com grandes cargas sobre a plataforma, utilizam-se as plataformas de alívio (Figura 9). Esse método faz com que o carregamento da plataforma de operações seja distribuído para estacas, diminuindo o empuxo sobre a parede de estaca prancha (FANTI, 2007).

Figura 9 - Paredes de estaca prancha com plataforma de alívio

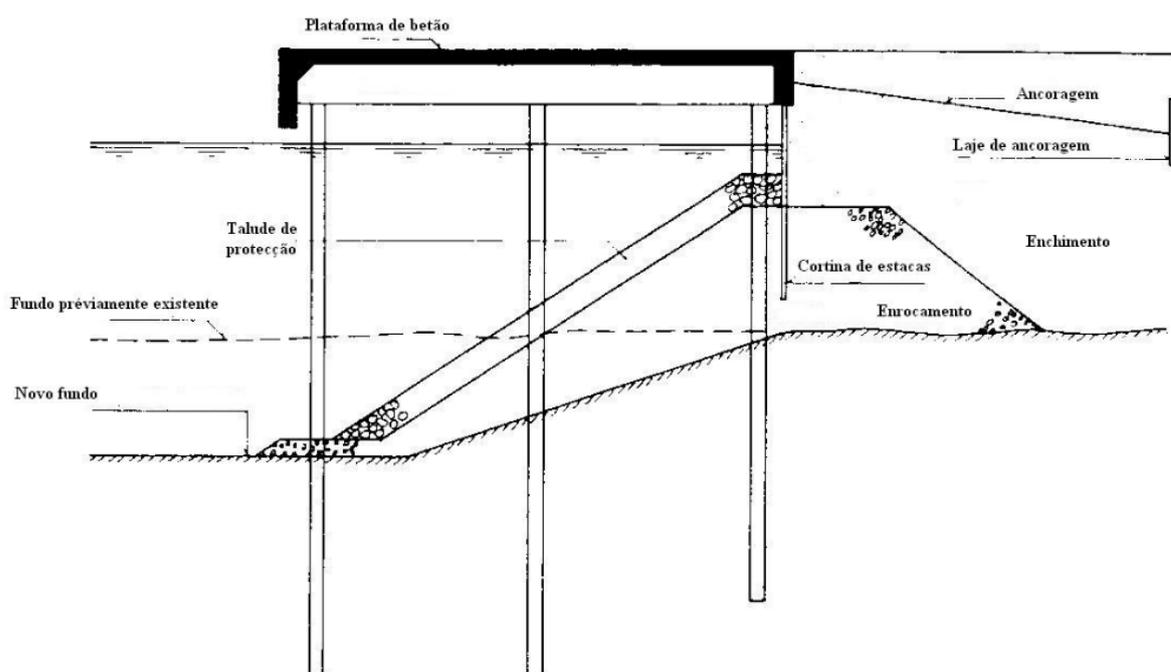


Fonte: AGERSCHOU (1983) apud FANTI (2007, p. 43).

2.1.4.2. Estruturas com paramento aberto

No cais de paramento aberto, não existe uma parede frontal de fechamento, essa podendo apenas existir na região de tardo do cais (Figura 10). 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 (FANTI, 2007).

Figura 10 - Modelo estruturas de um cais de acostagem em estacas



Fonte: AGERSCHOU *et al.* (2004) apud PIRES (2011, p. 31).

Com exceção das estruturas flutuantes e obras em estruturas discretas (estruturas isoladas da plataforma principal), as soluções de acostagem implicam a existência de um desnível entre a superfície de terraplanagem e os fundos (PIRES, 2011). No caso de estruturas em estacas, 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 próxima à projeção da linha mais externa do cais (lado da atracação dos navios). O início do talude deve estar

posicionado a um metro para dentro do cais (FANTI, 2007). Esta parte da estrutura é particularmente importante, pois estará sujeita diretamente à agitação e, como tal, requer especial atenção de modo a evitar danos estruturais (PIRES, 2011).

Para evitar a desintegração do talude, utiliza-se uma camada de enrocamento, podendo ser dimensionadas em função da altura das ondas incidentes na estrutura e esforços aplicados pelas mesmas. Essa camada, pode ser de diferentes materiais, como tetrápodes de concreto e gabiões (FANTI 2007).

Utiliza-se, no ponto mais alto do enrocamento sob a plataforma do cais de acostagem, uma pequena parede com a finalidade de reter o solo existente na parte traseira do mesmo (FANTI 2007).

Nas estruturas de acostagem em estacas, as forças são distribuídas de diferentes modos. As cargas verticais são transmitidas da plataforma superficial para as estacas, enquanto as forças horizontais resultantes da acostagem da embarcação são transmitidas pela plataforma do cais para a parede da parte de trás do cais, sendo absorvidas pelo solo, e as forças horizontais causadas pela amarração dos navios são suportadas pelos tirantes e/ou estacas inclinadas (PIRES, 2011).

Devido à existência de abertura na parte inferior do cais, é comum a execução de estruturas protetoras e/ou defensas mais alongadas para impedir que embarcações menores fiquem presas, principalmente nos momentos de maré baixa (PIRES, 2011).

A variedade de materiais utilizados na construção das estacas é um atrativo, sendo possíveis as utilizações de estacas em madeira, aço e concreto armado. Cada material tem suas vantagens e segundo Pires (2011), as estacas em madeira apresentam um desgaste reduzido quando se encontram submersas, devido ao fato de não sofrerem ataque de organismos biológicos que a degradam. Porém, uma região da estaca acaba ficando exposta devido a variações de cota da maré, ficando sujeita a um desgaste maior. As estacas nesse material não suportam cargas elevadas e podem atingir um custo elevado em algumas regiões.

As estacas em aço acabam sendo mais leves que estruturas similares em concreto, o que faz com que o manuseio e transporte seja mais eficiente. O material garante que as estacas não sofram fissuras e tem uma elevada resistência à flexão e compressão, entretanto, necessitam de tratamentos especiais devido ao ambiente agressivo ao metal (PIRES, 2011).

Como apresentado por Fanti (2007), as estacas em concreto armado podem ser pré-moldadas, garantindo um controle da qualidade do concreto, ou concretadas in loco, diminuindo os custos de transporte e execução. Um limitador do uso das estacas pré-moldadas é o

comprimento, além de poderem exigir a execução de emendas. As emendas são feitas por soldas em anéis metálicos inseridos em cada extremidade e necessitam de grande cuidado para que haja uma distribuição de tensões uniforme.

2.3. FATORES DE INTERFERÊNCIA DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

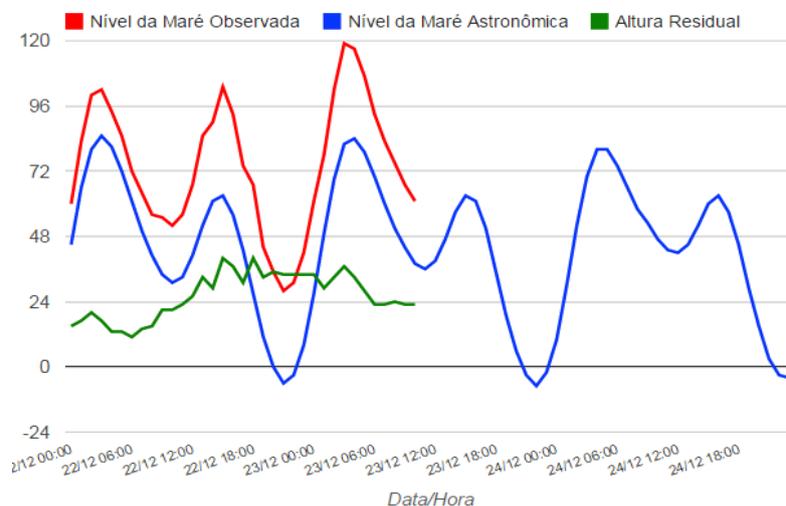
Neste tópico serão apresentados os fatores marítimos que podem interferir no dimensionamento das estruturas de cais de acostagem de obras portuárias.

2.3.1. Marés

Maré astronômica é o tipo de maré definida por oscilações periódicas, concentradas em períodos de 12 a 24 horas, sendo resultado das ações gravitacionais do sistema Terra-Lua e Terra-Sol (MELO, 2017). Porém deve-se considerar a existência de outras marés, como a maré não astronômica, maré de vento, maré de tempestade, dentre outras.

Segundo Prats (2017), a diferença entre a maré astronômica prevista e a maré observada é a parcela de maré não astronômica e varia com as condições climáticas locais, principalmente pela ação do vento e pressão atmosférica. O marégrafo é um dos equipamentos usados para registrar o nível do mar e suas oscilações, captando as variações de nível ao longo do tempo (PRATS, 2017). Este equipamento, portanto, gera um maregrama (Figura 11), onde pode-se observar a maré astronômica e a maré não astronômica.

Figura 11 - Exemplo de maregrama



Fonte: adaptado de CIRAM - EPAGRI (2020).

De acordo com a última norma referente ao assunto, atualmente cancelada, NBR 9.782 (ABNT, 1987), “Para estruturas de acostagem o nível adotado corresponde à altura que não seja ultrapassada em 95% do tempo de recorrência, [...]” (p. 8).

2.3.2. Correntes

Segundo Miguens (2019), os componentes que geram as marés acarretam, de maneira preliminar, um movimento horizontal de massa líquida, que seriam as correntes de marés, resultando no movimento vertical das marés.

Nas entradas dos portos em que a maré não tem um efeito direto, a corrente da maré é o resultado da diferença de nível entre o oceano e o interior do porto. Uma vez que se entende a relação das marés com as correntes de maré, é possível relacionar a velocidade e a direção da corrente de maré às horas de preamar (nível de maré mais alto) e baixa-mar (nível de maré mais baixo) de onde um porto está inserido (MIGUENS, 2019).

Segundo a NBR 9.782 (ABNT, 1987), “O valor da velocidade da corrente a ser adotado é aquele obtido em medições no local da implantação da estrutura portuária.” (p. 8).

2.3.3. Ação de ondas

As ondas podem ser condicionantes para a estrutura, e dependendo da concepção deve-se prever estruturas de proteção na área de atracação de forma a atenuar o efeito destas. Salienta-se que no caso da presença de ondas com alturas significativas, deve-se verificar a frequência natural destas sobre a estrutura e elaborar uma análise dinâmica de modo que o risco de uma eventual ruptura localizada da estrutura, por ressonância com a frequência das ondas, seja levada em consideração (MAHOMADIQUEBAL, 2018).

Segundo Prats (2017), as ondas oceânicas de superfícies, comumente chamadas de ondas do mar, são originadas pelo vento. Essas ondas podem ser medidas através de sensores de pressão, sensíveis às oscilações de alta frequência da superfície do mar, quando colocados no fundo do local de estudo, registrando essas frequências internamente (HARARI, 2007).

De acordo com a norma NBR 9.782 (ABNT, 1987), os dados de onda devem ser obtidos em campo, com medições realizadas no local de implantação da estrutura portuária. Com esses dados, são fixados direção, período, altura significativa e altura máxima da onda.

De acordo com Ribeiro (2014), “a altura significativa representa a média da altura de 1/3 das maiores ondas presentes em um dado registro de onda.”. Já a altura máxima pode se encontrar em um intervalo de 1,6 a 2 vezes o valor da altura significativa (MELO, et al., 2006).

Os tipos de ondas mais estudados em relação a obras portuárias são as ondas de translação (como exemplo as marés fluviais) e as ondas de oscilação (estacionárias ou progressivas), em que a diferença entre as duas últimas está na velocidade e altura da crista da onda, sendo que a primeira (estacionárias) constante possui altura igual a duas vezes a altura de uma onda progressiva e não possui celeridade, já as ondas progressivas possuem celeridade (NIERWINSKI, 2020).

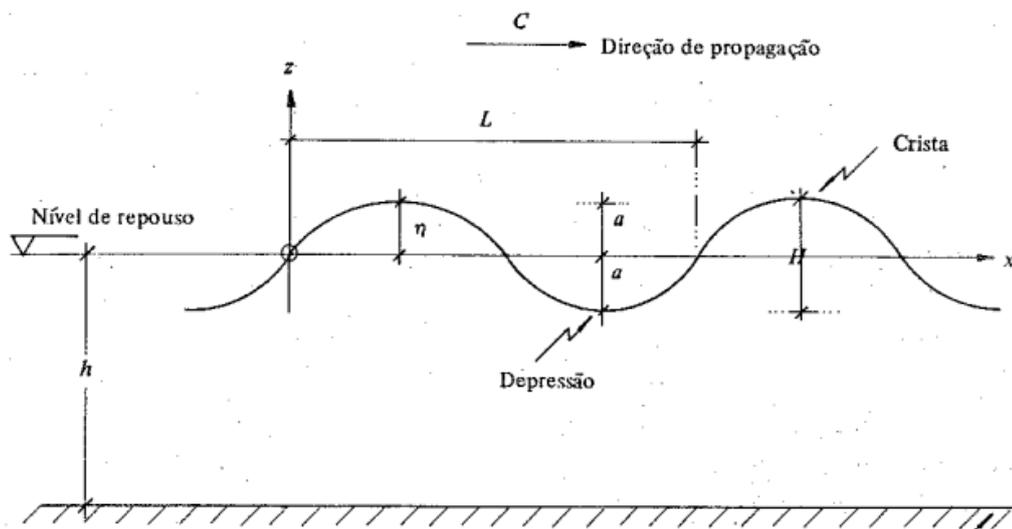
As ondas de superfície num meio fluido podem ser progressivas e estacionárias. As ondas progressivas correspondem a uma perturbação no fluido que se desloca com uma velocidade denominada de “celeridade” da onda, ao passo que, nas ondas estacionárias, estamos em presença de perturbações periódicas de oscilação da massa fluida. As ondas estacionárias, também chamadas de “clapotis”, provêm em geral da superposição de duas ondas progressivas, uma incidente e outra refletida. (MASON, 1983, p. 30).

Considerando o efeito de onda sobre as estruturas portuárias, os itens a seguir apresentam os cálculos que podem ser utilizados para determinação de esforços sobre as estruturas.

2.3.3.1 Dimensionamento de ondas progressivas

Para que se possa determinar os esforços de ondas sobre estruturas, inicialmente deve-se calcular as características das ondas progressivas conforme apresenta a Figura 12, que posteriormente serão utilizadas para os cálculos dos efeitos destas nas estruturas portuárias.

Figura 12 - Parâmetros de uma onda progressiva



Fonte: Mason (1983, p. 31).

Primeiramente, calculam-se os parâmetros: forma da onda (n) com a Equação 1, o número da onda (k) presente na Equação 2 e sua frequência angular (σ) com a Equação 3, considerando-se a amplitude (a), o comprimento de onda (L) e o período da onda (T).

$$n = a \sin (kx - \sigma t) \quad (1)$$

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (2)$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} \quad (3)$$

Também é possível, a partir desses parâmetros, obter a pressão (P) causada pelas ondas progressivas (equação 4), definida a partir de componentes da onda como, forma e número da onda, profundidade considerada dentro da altura de coluna de água (z), altura da coluna de água no repouso (h), peso específico do fluido (γ), além do coeficiente de pressão (K_p), obtido na equação 5.

$$\frac{P}{\gamma} = K_p * n - z \quad (4)$$

$$K_p = \frac{\cosh \cosh k(h+z)}{\cosh \cosh kh} \quad (5)$$

2.3.3.2 Cálculo de esforços causados por ondas estacionárias

Considerando-se a formação de clapotis a partir de uma onda progressiva sobreposta de outra onda de igual amplitude, mas refletida no sentido oposto, tem-se a forma da onda indicada na Equação 6. Porém, seus pontos nodais no fluido são fixos em $kx=n\pi$ ou $x=nL/2$.

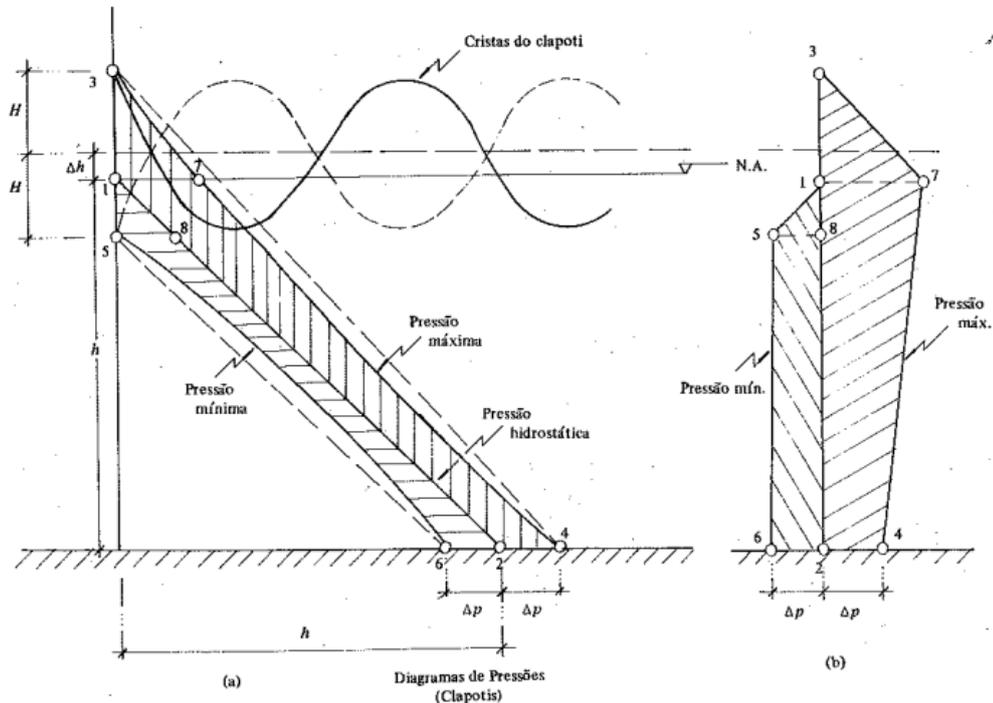
$$n = 2a \sin kx * \cos \sigma t \quad (6)$$

Calcula-se, por meio das Equações 7 e 8, a altura do plano médio da onda e o acréscimo de pressão causada por esta, respectivamente, gerando um diagrama de pressões representado na Figura 13. Dados como altura (H) e comprimento da onda (L), além da altura da coluna de água no repouso (h) devem ser considerados.

$$\Delta h = \frac{\pi H^2}{L} \cot gh \frac{2\pi h}{L} \quad (7)$$

$$\Delta p = \frac{H}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \quad (8)$$

Figura 13 - Diagrama de pressões gerados por ondas de clapoti



Fonte: Mason (1983, p. 42).

2.3.3.3 Ação de ondas sobre estacas em paramento aberto

A componente horizontal da velocidade das partículas fluidas determina a ação de ondas sobre estacas por meio do campo de velocidades definido pelo movimento ondulatório do fluido (força F). Através de dois parâmetros, sendo o primeiro resultante da componente estacionária do movimento em seu arraste (determinada por uma integral de área) e o segundo determinado pela componente não-estacionária ou aceleração do movimento, a inércia (calculada a partir de uma integral de volume) (MASON, 1983), presentes na Equação 9.

$$F = \int_A \rho v (v * n) dA + \int_V \frac{\partial}{\partial t} * (\rho v) dV \quad (9)$$

v : vetor velocidade;

ρ : densidade do líquido;

A : superfície externa do volume de controle

V : volume de controle

t : tempo

Portanto, para definir quais são as forças aplicadas pela onda nas estacas de uma estrutura portuária, deve-se calcular (Equação 10) as duas componentes da força, de arraste F_D (Equação 11) e inércia F_M (Equação 12).

$$F = F_D + F_M \quad (10)$$

$$F_D = C_D * \frac{1}{2} * \gamma D H^2 * \left[\frac{g T^2}{4 L^2} * \left(\frac{\cosh \cosh k * (z + h)}{\cosh \cosh kh} \right)^2 \right] * \left| \cos \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right| * \cos \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \quad (11)$$

$$F_M = C_M * \gamma \frac{\pi D^2}{4} * H * \left[\frac{\pi}{L} * \left(\frac{\cosh \cosh k * (z + h)}{\cosh \cosh kh} \right) \right] * \sin \sin \left(-\frac{2\pi t}{T} \right) \quad (12)$$

Sendo:

C_D : constante de arraste;

C_M : constante de inércia;

h: altura da coluna de água no repouso;

z: profundidade considerada dentro da altura de coluna de água;

k: número da onda;

γ : peso específico do fluido;

H: altura da onda;

L: comprimento da onda

T: período da onda

D: diâmetro da estaca

Das equações anteriormente apresentadas obtêm-se valores de força por unidade de comprimento da estaca, com dependência da posição da mesma na seção, portanto, resultando-se da profundidade (z) e do tempo (t) (MASON, 1983).

Deste modo, para identificar-se a nível máximo de força que as ondas podem causar sobre as estacas deve-se considerar, para a máxima força de arraste a passagem da crista da onda pelas estacas ($t = 0$) e a máxima força de inércia quando $\frac{1}{4}$ do período anterior a passagem da crista da onda pela estaca ($t = -T/4$) (MASON, 1983, p. 60).

As Equações 13 e 14 determinam a resultante da força de arraste e inércia da onda, aplicando-se os parâmetros citados por Mason (1983):

$$F_D = C_D * \frac{1}{2} * \rho g D H^2 * k_d \quad (13)$$

$$F_M = C_M * \frac{\pi D^2}{4} * \rho g H * k_m \quad (14)$$

Os coeficientes de arraste (k_d) e de inércia (k_m) presentes nas formulações são definidos pelas equações 15 e 16, com a determinação de n obtida na Equação 17, apresentadas abaixo:

$$k_d = \frac{1}{4} * n * \left| \cos \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right| * \cos \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \quad (15)$$

$$k_m = \frac{1}{2} * (kh) * \sin \sin \left(-\frac{2\pi t}{T} \right) \quad (16)$$

$$n = \frac{1}{2} * \left(1 + -\frac{2kh}{\sinh \sinh 2kh} \right) \quad (17)$$

Por fim, deve-se identificar quais são os pontos de aplicação da força resultante máxima, tanto de arraste s_d (Equação 18) como inércia s_m (Equação 19), multiplicando o resultado final obtido por h .

$$s_d = \frac{1}{2} + \frac{1}{2n} \left(\frac{1}{2} + \frac{1 - \cosh \cosh (2kh)}{2kh * \sinh \sinh (2kh)} \right) \quad (18)$$

$$s_m = 1 + \frac{1 - \cosh \cosh (kh)}{kh * \sinh \sinh (kh)} \quad (19)$$

3. METODOLOGIA

Para analisar os efeitos das cargas horizontais sobre estacas de obras portuárias, originadas pelos diferentes tipos de ondas, se faz necessário estabelecer estruturas tipo, para que possam ser utilizadas como parâmetro para os cálculos e para uma melhor visualização da situação. Portanto, após a verificação das informações pertinentes para as análises, serão estabelecidas duas estruturas típicas, sendo uma solução tipo para cais de acostagem com paramento fechado, e outra uma solução típica para cais de acostagem com paramento aberto. A partir destas estruturas tipo serão estudadas situações paramétricas para avaliação da magnitude dos esforços atuantes sobre as mesmas.

Para obter-se resultados abrangentes para diversas situações, analisaram-se diferentes estruturas de cais de acostagem, sendo estas obras nacionais e internacionais, assim como as condições marítimas de vários locais, como altura e comprimento das ondas. Entretanto, para garantir a relevância do trabalho no escopo nacional, serão avaliadas três estruturas da fundação de cais de acostagem presentes no Brasil.

As três estruturas apresentadas são: uma com cais de acostagem de paramento fechado, uma com paramento aberto e uma solução mista (mostrando a possibilidade da existência das duas realidades em uma mesma estrutura), tendo como finalidade, servir de parâmetro para a definição das estruturas tipo.

A partir das estruturas tipo, definiram-se os parâmetros fundamentais para os cálculos das cargas resultantes da ação das ondas, nas estacas da plataforma de atracação, com o intuito de discutir os possíveis efeitos dessas forças sobre a estrutura.

Para as considerações dos cálculos, analisou-se as estruturas tipo sobre a influência de diferentes magnitudes de: alturas de onda, comprimentos de onda, diâmetros das estacas de fundação e níveis da água na estrutura de atracação (causados pela variação da maré local). Estes parâmetros de cálculo foram discutidos detalhadamente no desenvolvimento da metodologia.

3.1 DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS BRASILEIRAS SELECIONADAS PARA O ESTUDO

As estruturas a seguir são estruturas nacionais de obras de acostagem. Sendo estas, o Porto Novo do Rio Grande (uma solução mista), o Porto de Itajaí (uma solução de cais de acostagem com paramento fechado) e o Porto Itapoá (uma estrutura com paramento aberto), abrangendo o escopo do trabalho. A partir das informações destas estruturas, serão definidas as estruturas tipo e condições para as análises do presente trabalho, conforme descrito no item 3.2.

A solução mista, além de servir como base para informações, foi apresentada para mostrar que uma solução pode estar sujeita aos esforços típicos gerados pelas ondas em estruturas com paramento aberto e estruturas com paramento fechado ao mesmo tempo.

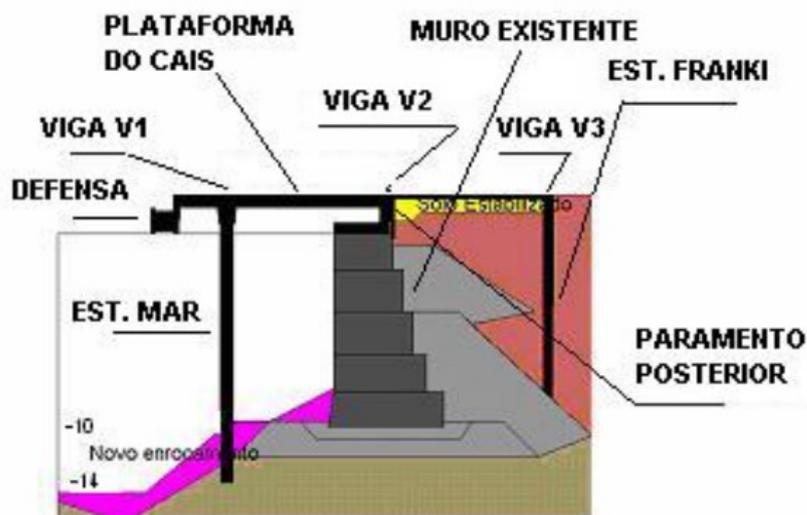
3.1.1 Porto Novo do Rio Grande

Segundo Dziekaniak (2005), o Porto Novo do Rio Grande, localizado na cidade de Rio Grande (RS), foi construído em 1916 e o cais de acostagem originalmente se constituía de um muro de gravidade, sendo então, inicialmente, uma solução com paramento fechado. Dado ao fato de que a maior parte da infraestrutura era das décadas de 1940 e 1950, o Porto Novo passou por um processo de modernização com intuito de manter o desenvolvimento, se tornando um cais de acostagem com parte em paramento aberto e parte em paramento fechado (solução mista).

A solução de reforma consistiu em plataformas rígidas apoiadas verticalmente sobre uma linha de estacas no mar, e no muro já existente, que continua a absorver os empuxos do solo e de sobrecarga do mesmo.

Na face posterior do muro existente, previu-se uma viga apoiada sobre estacas Franki, para absorver os esforços dos guindastes. Já as elevadas forças horizontais, causadas pela atracação, amarração e guindaste, são aliviadas com os tirantes presentes no sistema. Sendo assim, o perfil típico da solução adotada para o Porto Novo do Rio Grande pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 - Seção transversal nova estrutura Porto Novo do Rio Grande



Fonte: Dziekaniak (2005).

O estaqueamento em solo, na face posterior do muro de gravidade é constituído por estacas verticais tipo Franki com 0,52 m de diâmetro. A carga de compressão máxima prevista para essas estacas foi de 1010 kN e o momento fletor máximo, atuando em qualquer direção, foi de 250 kN.m.

Já o estaqueamento em mar, que constitui a parte do cais de acostagem de paramento aberto, é formado por estacas mistas metálicas e de concreto armado. As estacas de concreto armado possuem diâmetro externo de 711,2 mm (28") com camisa metálica constituída por uma chapa com espessura 9,53 mm e vai até a cota -21,000 m. O restante é formado por estaca metálica com 711,2 mm de diâmetro interno e espessura da chapa de 9,53 mm.

A carga máxima de compressão que a estaca está submetida é de 3000 kN e o momento fletor máximo, em qualquer direção, é de 310 kN.m. As estacas metálicas foram cravadas até atingirem a nega prevista em torno de 1 mm, determinada em função do tipo de martelo e sua energia de cravação.

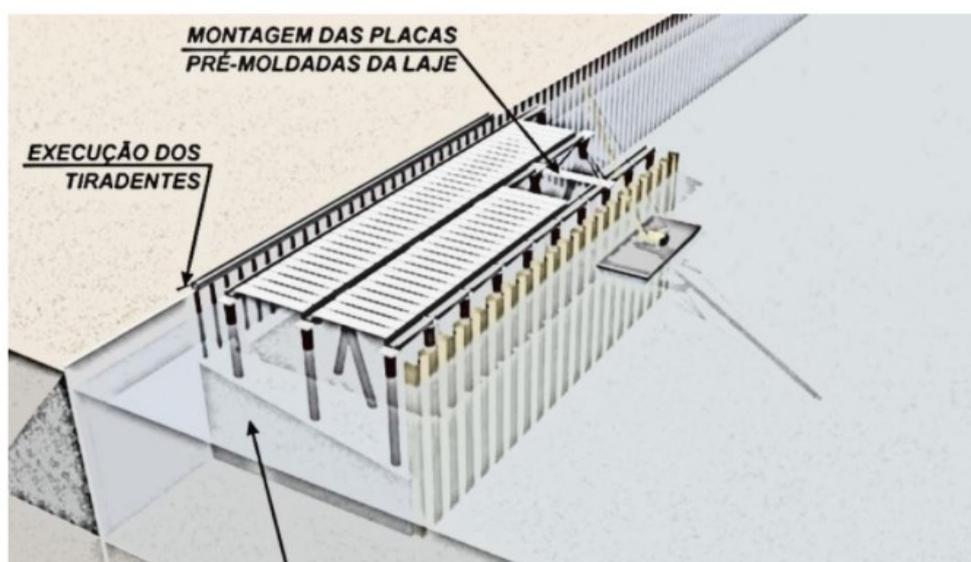
Para a ancoragem no terreno, foram utilizados tirantes de aço rosqueado tipo Rocsolo, com tensão de escoamento e ruptura de no mínimo 850 MPa e 888 Mpa, estes têm um comprimento de aproximadamente 40 metros, sendo 20 metros de bulbo. Todos os tirantes apresentam uma inclinação de 60° com a vertical. Sendo assim, os tirantes apresentam uma carga de escoamento de 683,40 kN e uma carga de trabalho de 350 kN.

3.1.2 Porto de Itajaí

O Porto de Itajaí passou por uma crise em 2008 em que parte das estruturas existentes desmoronaram depois de uma época de chuvas intensas. A seguir é apresentada a solução da nova estrutura, que consta no relatório disponibilizado pela empresa responsável Hidrotopo (2013).

A estrutura do Porto de Itajaí é composta por estaca prancha frontal e estacas de concreto com camisa metálica de diâmetro de 1000mm dispostas na vertical ou inclinadas em 1V:4H. A Figura 15 é uma vista isométrica da solução. A necessidade de estacas inclinadas depende da capacidade de resistir aos esforços de atracação e amarração da estrutura existente; esta avaliação foi feita para diferentes trechos separadamente, portanto a presença das estacas inclinadas se dá em regiões necessárias, ocasionando em seções transversais com a presença de estacas inclinadas e seções sem a presença de estacas inclinadas.

Figura 15 - Vista isométrica do projeto de reforma do Porto Itajaí



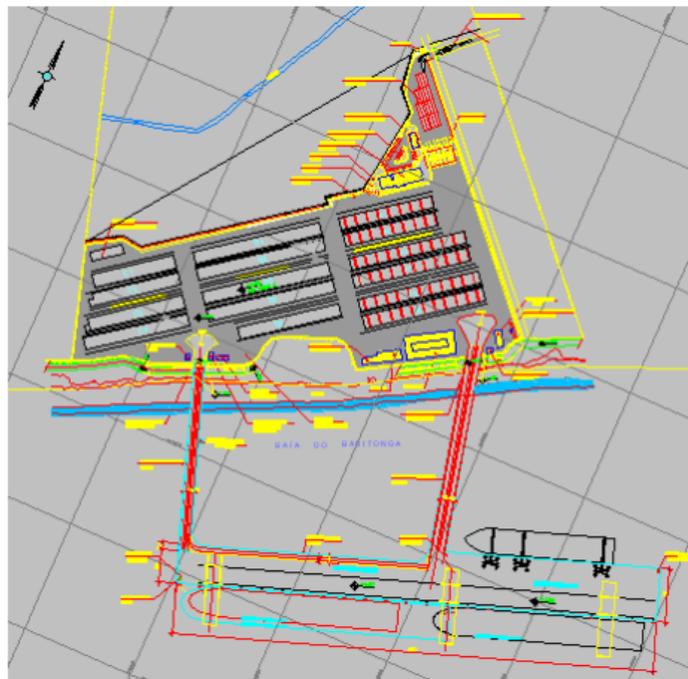
Fonte: Hidrotopo (2013).

Para garantir a segurança da obra em caso de retirada do solo de assentamento, foi prevista uma cota de assentamento de -50m para as estacas metálicas e -35m para estacas pranchas. As estacas mais carregadas da estrutura trabalham com carregamento máximo de 5000kN e momento fletor máximo de 1500kN.m

3.1.3 Porto Itapoá

O Porto Itapoá possui um píer de atracação localizado distante do solo, onde se encontra o pátio de containers. A configuração pode ser observada na Figura 16, onde o píer se encontra na parte inferior da figura e o pátio de containers, juntamente com prédios administrativos, se encontra na parte superior. A solução estrutural analisada será a do píer (cais de acostagem que avança para dentro da água) que é responsável pela atracação, carregamento e descarregamento das embarcações e está presente no trabalho de Amador Júnior (2006).

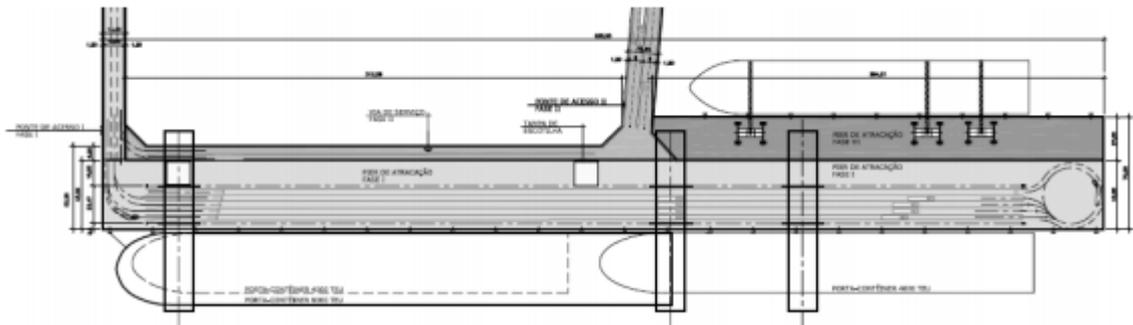
Figura 16 - Planta baixa Porto de Itapoá



Fonte: Amador Júnior (2006).

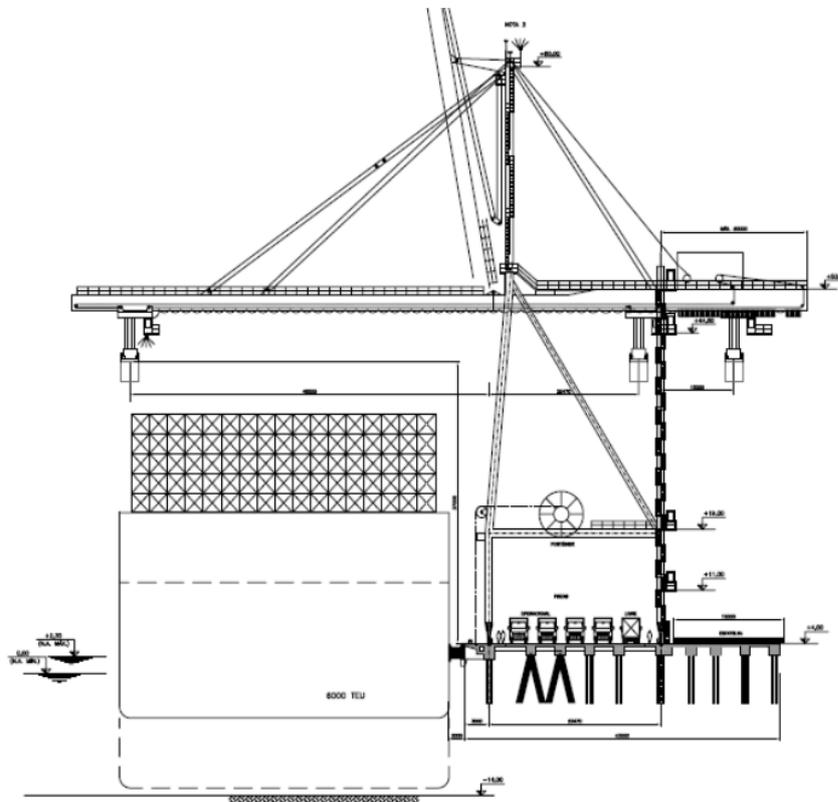
Para uma melhor visualização do píer, na Figura 17, apresenta-se o mesmo isolado e em escala aumentada, onde podem ser observadas algumas configurações de atracação e utilização do mesmo. Na Figura 18, tem-se um corte transversal genérico do cais em que apresenta uma situação de carregamento de uma embarcação com a utilização de um guindaste do porto.

Figura 17 - Píer de acostagem do Porto Itapoá



Fonte: Amador Júnior (2006).

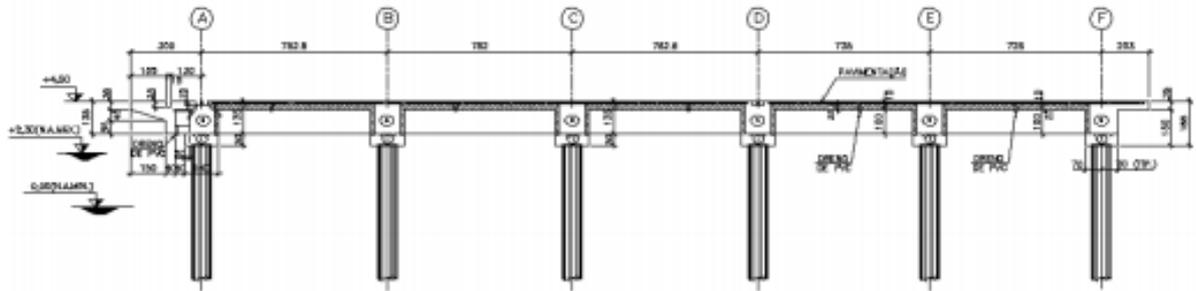
Figura 18 - Seção transversal das operações de píer utilizando guindaste portainer



Fonte: Amador Júnior (2006).

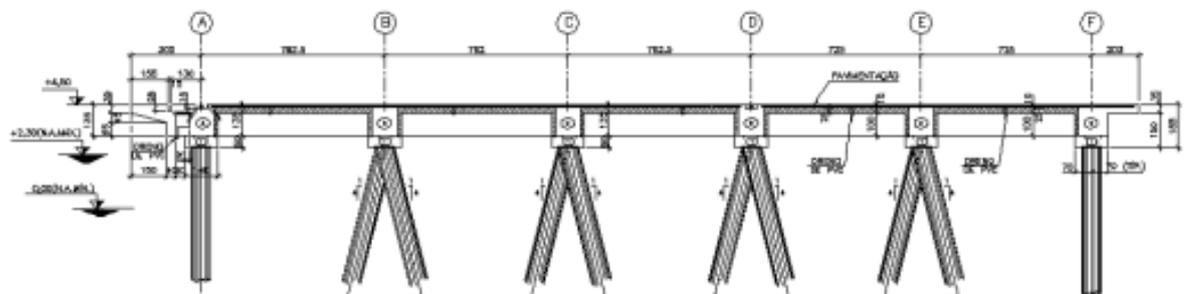
Para que possam ser observadas de maneira mais clara as seções transversais apresentando as configurações típicas das estacas ao longo do píer, têm-se as Figura 19 e 20.

Figura 19 - Seção transversal típica ao longo do píer



Fonte: Amador Júnior (2006).

Figura 20 - Seção transversal típica nas extremidades do píer



Fonte: Amador Júnior (2006).

A solução consiste na utilização de estacas protendidas com seção oca de 80cm de diâmetro externo e 65cm de diâmetro interno, em que cada uma das estacas tem aproximadamente 40m de comprimento e nas extremidades do píer utilizam-se cavaletes na transversal para absorver cargas de atracação e amarração. Já as cargas no sentido longitudinal são absorvidas pelas próprias estacas verticais ao longo da seção. Nesta configuração, as estacas trabalham com solicitações de esforços apresentados na tabela 1.

Tabela 1 - Esforços solicitantes nas estacas da solução prevista

Situação	Axial (kN)	M long (kN.m) concomitante	M trans (kN.m) concomitante
Estaca Vertical (Compressão Máxima)	2915	161	2
Estaca Inclinada (Compressão Máxima)	2415	164	0
Estaca Inclinada (Tração Máxima)	782	102	129

Fonte: adaptado de Amador Júnior (2006).

Entretanto, os limites de cargas e serviço nas estacas foram definidos em 3000 KN de compressão e 800 KN de tração.

3.2 ESTRUTURAS TIPO E DADOS PARA ESTUDO

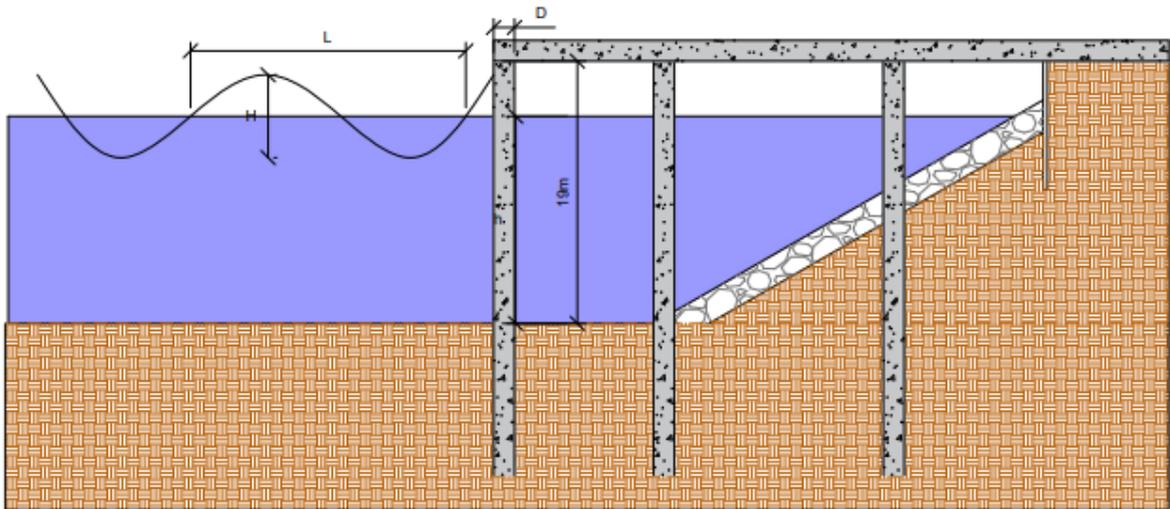
O dimensionamento das cargas causadas pelas ondas, sendo sobre estacas ou em paredes de paramento fechado (estacas prancha por exemplo), é majoritariamente dependente das condições marítimas e pouco dependente da estrutura, como discutido anteriormente.

Assim sendo, a definição de estruturas típicas, mostra-se importante para a obtenção dos dados estruturais necessários e para uma melhor visualização da situação apresentada, facilitando o entendimento dos assuntos discutidos.

Então, estabelecem-se estruturas genéricas que possam ser relacionadas com a maioria das soluções possíveis, conforme presente nos portos descritos anteriormente, para servirem como estrutura tipo. O detalhamento da estrutura tipo para cais de acostagem em paramento aberto é apresentado na Figura 21a e a estrutura tipo para cais de acostagem em paramento fechado na Figura 21b.

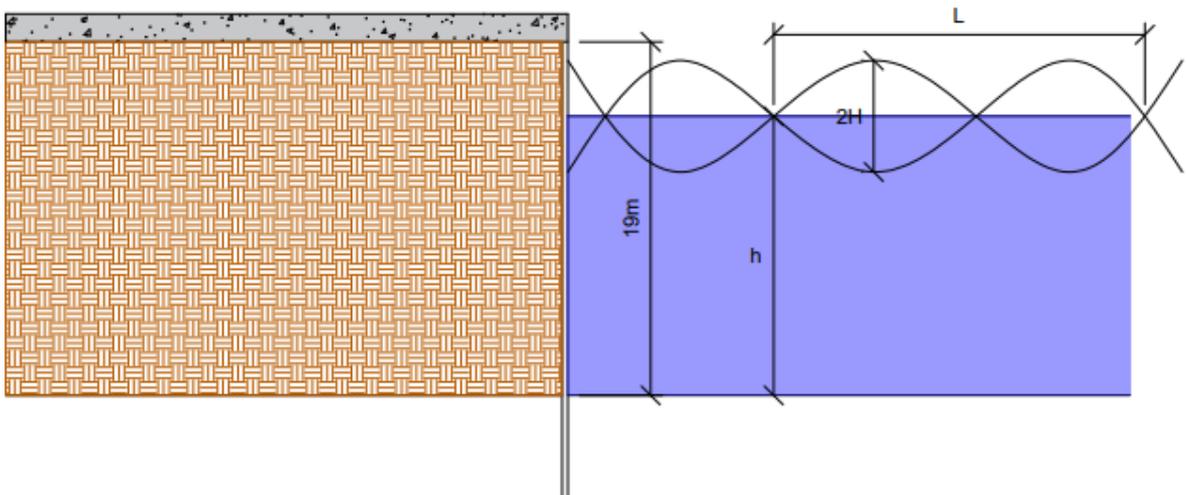
Figura 21 - Estruturas tipo

Estrutura tipo para cais de acostagem com paramento aberto
sem escala



(a)

Estrutura tipo para cais de acostagem com paramento fechado
sem escala



(b)

Fonte: Autor (2021).

Juntamente com a estrutura tipo, objetivada como fonte de dados das estruturas, é necessário definir os dados marítimos que são analisados. As informações marítimas variam entre características das ondas (altura de onda, nível da água e comprimento de onda), e as propriedades da água (coeficiente de arraste, de inércia e densidade do fluido).

Para estruturas de paramento aberto, onde as forças horizontais das ondas têm efeito diretamente sobre as estacas expostas, calculam-se as resultantes de força utilizando as Equações 13 e 14, e o posicionamento das mesmas com auxílio das Equações 18 e 19. Visto que as particularidades da água não são o foco do trabalho, essas serão mantidas constantes em todos os cálculos. Portanto, as informações adotadas para cálculo de efeito de onda sobre estacas são:

- $\gamma = 9,81 \text{ KN/m}^3$;
- $C_D = 1,05$;
- $C_M = 1,40$;
- $h = \text{variável (m)}$;
- $H = \text{variável (m)}$;
- $L = \text{variável (m)}$;
- $D = \text{variável (m)}$.

Os coeficientes C_D e C_M são determinados experimentalmente e variam de acordo com as particularidades do local. Entretanto, Mason (1983) cita que diversos investigadores apresentam resultados de valores de C_D e C_M estipulados em 1,05 e 1,40, respectivamente. O peso específico é fixado como o valor do peso específico da água limpa (desconsiderando a presença de sedimentos, neste trabalho), para que possamos analisar as características das ondas.

De acordo com a literatura, embarcações de grande porte necessitam de uma profundidade mínima de nível de água em repouso (h) de aproximadamente 14 metros. Amplitudes de maré comuns em regiões portuárias variam de 2 a 4 metros, podendo chegar a 6 metros, como na Doca de Produtos Líquidos da Union Carbide Corporation (Taft – Louisiana, Estados Unidos da América) de acordo com o trabalho de Pires (2011). Portanto, a variação de h adotada para análise será de 11 a 18 metros, considerando uma amplitude de maré que engloba uma grande variedade de situações e tendo em média um valor que se adequa às necessidades das embarcações e será adotado 15 metros para as análises onde h se manterá constante.

As alturas das ondas (H) são variáveis de acordo com a região, entretanto, Alfredini (2013) apresenta valores de até 7 metros para a cidade de Cananeia/SP. Portanto, a variação de

H adotada será de 1 a 8 metros, para que o estudo sirva de referência para diferentes realidades e será adotado um valor de referência de 3 metros para as análises em que H não é variado.

Alfredini (2013), cita comprimentos de ondas (L) na ordem de 170 metros, também para a cidade de Cananeia/SP. Sendo assim, foram adotados valores que variam de 75 a 250 metros e, para as análises que consideram L um valor fixo, 150 metros.

Nas estruturas portuárias, estacas com dimensões de diâmetro (D) que variam entre 0,8 e 1,0 metros se mostram comuns, sendo o valor de 0,8 metros o adotado para as análises realizadas com este valor fixo. Entretanto, para a análise paramétrica da variação do diâmetro da estaca, foi variado D entre 0,6 e 1,3.

Para verificar os efeitos da variação do nível da água e altura da onda, utilizaram-se diferentes combinações de ambos para os dimensionamentos da força horizontal.

Além do nível da água e da altura da onda, foram analisados os efeitos da variação do comprimento da onda e posteriormente os efeitos da variação do diâmetro da estaca. Os valores das variáveis analisadas foram escolhidos por se adequarem à realidade da maioria dos portos analisados, tanto nacionais quanto internacionais, podendo assim servir como referência para futuros projetos.

A fim de obter parâmetros mais assertivos para a análise, calcularam-se os momentos fletores gerados a partir do carregamento horizontal encontrado. Utilizando a distância da base da estaca em que a força é aplicada em sua magnitude.

Para a estrutura de paramento fechado, que resiste aos carregamentos do solo presentes na parte de trás da contenção, os carregamentos hidrostáticos e possíveis forças horizontais causadas pelas ondas, auxiliam a estrutura, fazendo esforço contrário ao solo, aliviando a parede de estaca prancha.

A partir dessa observação, pode-se entender como sendo o valor de h igual ao desnível de solo contido pela estaca prancha, a situação mais favorável. Já a situação mais desfavorável seria $h=0$ m.

Para compreender a importância do cuidado com a estrutura em locais com grandes variações de maré, são apresentados os diagramas de pressão de uma situação favorável sem o efeito de ondas, e de uma situação desfavorável, considerando uma variação de maré de 8 metros com o efeito de ondas.

As informações adotadas para cálculo de efeito de onda sobre a estrutura tipo de paramento fechado foram:

- $\gamma = 9,81 \text{ KN/m}^3$;

- $h_{min} = 11 \text{ m};$
- $h_{m\acute{a}x} = 18 \text{ m};$
- $H = 3 \text{ m};$
- $L = 150 \text{ m}.$

Por fim, apresentou-se uma comparação entre as duas situações, favorável e desfavorável.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados e discussões dos valores finais de força horizontal e momento fletor gerados pela ação das ondas, com diferentes combinações de valores sobre estruturas portuárias. Por meio de uma análise paramétrica, verifica-se o efeito de variação de diferentes parâmetros nos esforços finais calculados. Em primeiro momento, apresentam-se as discussões para estruturas de paramento aberto e, posteriormente, para estruturas de paramento fechado

4.1 ESTRUTURA DE PARAMENTO ABERTO

Apresentam-se em diferentes tópicos, os resultados e análises de efeitos das ondas e suas magnitudes para estruturas de paramento aberto.

Verifica-se que em algumas tabelas apresentadas nos itens a seguir, alguns valores são marcados com *. Esses são valores em que a crista da onda atingiria uma altura maior do que a dimensão da estaca, não sendo compatíveis com a estrutura tipo, entretanto são analisados, pois ajudam a entender o comportamento das forças e momentos resultantes.

4.1.1 Variação de nível de água e altura de onda

Para analisar o efeito das variações de altura da onda (H) e nível de água (h) foram mantidas constantes as variáveis de diâmetro da estaca (D) e comprimento de onda (L) com valores de 0,8m e 150m, respectivamente. As análises de forças e momentos foram divididas em: força e momento de arraste e força e momento de inércia.

Sendo assim, os valores das forças horizontais encontrados para a parcela de arraste da onda (F_d), a partir da Equação 13, estão apresentados na Tabela 2 em kN.

Tabela 2 - Forças horizontais resultantes (kN) da parcela de arraste (F_d) das ondas

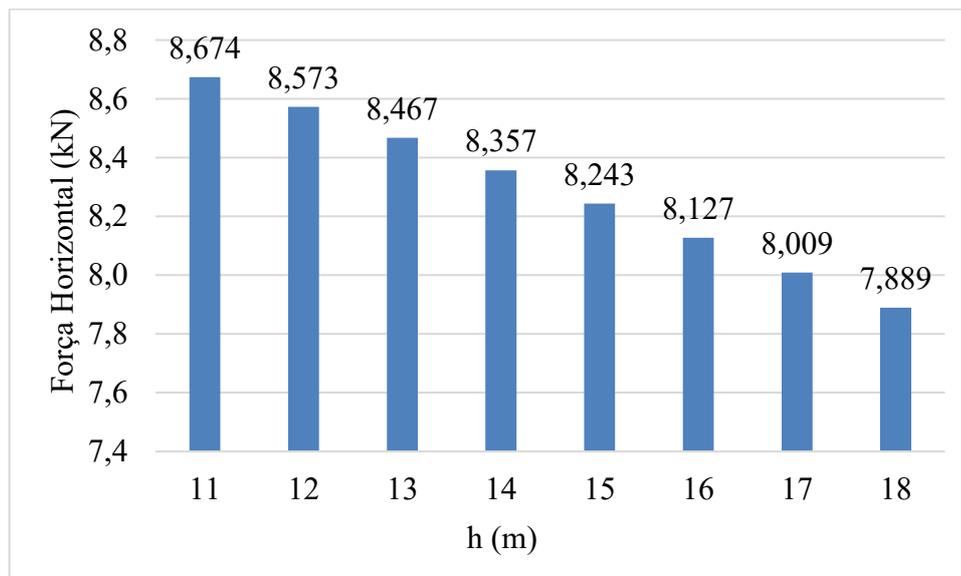
H\h	11	12	13	14	15	16	17	18
1	0,964	0,953	0,941	0,929	0,916	0,903	0,890	0,877
2	3,855	3,810	3,763	3,714	3,664	3,612	3,559	3,506
3	8,674	8,573	8,467	8,357	8,243	8,127	8,009	7,889*
4	15,421	15,241	15,052	14,856	14,654	14,448	14,238	14,025*
5	24,095	23,813	23,519	23,213	22,897	22,575	22,246*	21,914*
6	34,696	34,291	33,867	33,426	32,972	32,507	32,035*	31,557*
7	47,225	46,674	46,097	45,497	44,879	44,246*	43,603*	42,952*
8	61,682	60,963	60,208	59,425	58,617	57,791*	56,950*	56,101*

*valores incompatíveis com a estrutura tipo.

Fonte: Autor (2021).

Verifica-se que a força resultante na estaca aumenta de acordo com a altura da onda e o contrário ocorre quanto maior for o nível d'água (h). O comportamento da resultante de acordo com a alteração da variável h , com H fixo em 3 m, não é intuitivo (Figura 22, valores retirados da tabela 2), pois o nível de água não consta diretamente na equação final de força horizontal e somente influencia nas variáveis K_m e K_d , calculados pelas Equações 15 e 16.

Figura 22 - Comportamento das forças resultantes de parcela de arraste (F_d) das ondas em função de h para $H=3$ m

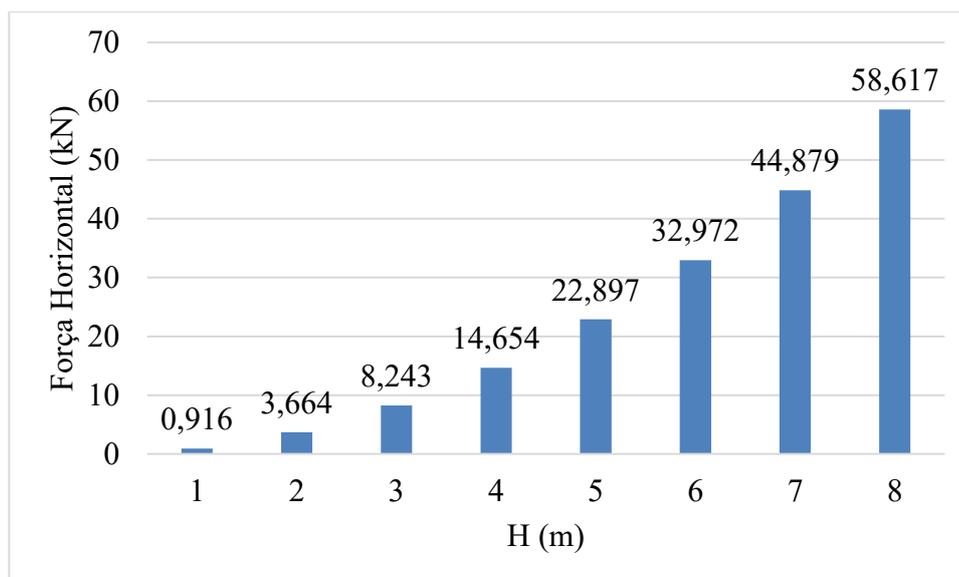


Fonte: Autor (2021).

O nível da água h é uma variável que influencia no coeficiente K_d , enquanto H é um fator multiplicador, elevado ao quadrado, na Equação (13). Dessa forma, H influencia

diretamente os valores de FD , comportamento que pode ser observado na Figura 23, em que há o crescimento exponencial de FD à medida que H varia de 1 a 8 m, e h mantém-se constante em 15 m.

Figura 23 - Comportamento das forças resultantes da parcela de arraste (F_d) das ondas em função de H para $h=15$ m



Fonte: Autor (2021).

O comportamento descrito anteriormente não é observado no resultado final dos momentos fletores, mostrados na Tabela 3, onde os valores, além de dependerem da magnitude do esforço horizontal, obviamente também sofrem interferência do ponto de aplicação da força resultante.

Tabela 3 - Momentos fletores máximos (kN.m) decorrentes das forças horizontais de arraste

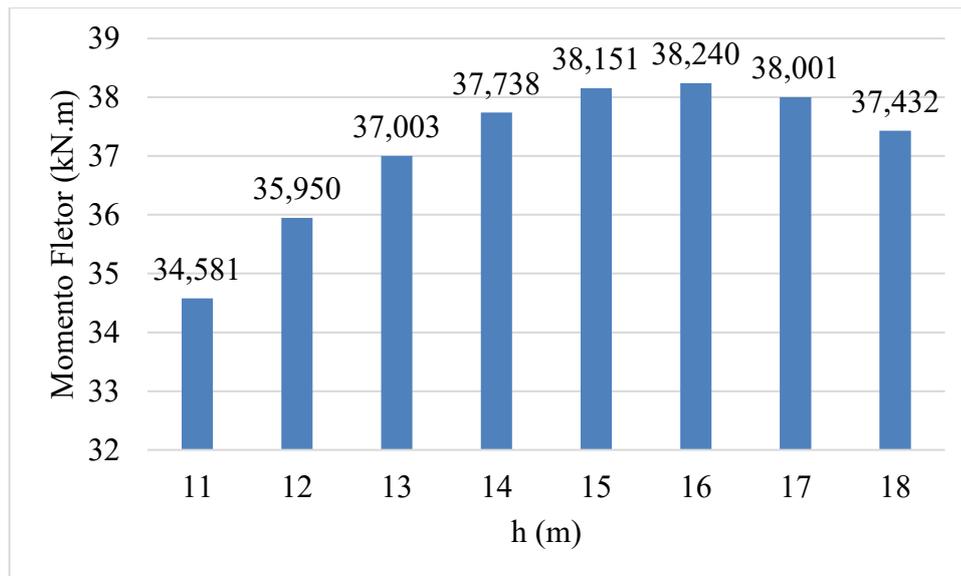
H\h	11	12	13	14	15	16	17	18
1	3,842	3,994	4,111	4,193	4,239	4,249	4,222	4,159
2	15,369	15,978	16,446	16,773	16,956	16,996	16,889	16,636
3	34,581	35,950	37,003	37,738	38,151	38,240	38,001	37,432*
4	61,477	63,911	65,784	67,090	67,825	67,982	67,557	66,546*
5	96,057	99,861	102,787	104,829	105,976	106,222	105,558*	103,978*
6	138,323	143,799	148,014	150,953	152,606	152,960	152,004*	149,728*
7	188,273	195,727	201,463	205,464	207,713	208,195*	206,894*	203,796*
8	245,907	255,644	263,136	268,361	271,299	271,928*	270,229*	266,182*

*valores incompatíveis com a estrutura tipo.

Fonte: Autor (2021).

A Figura 24 foi elaborada com os valores dos momentos fletores para $H=3$ m, a fim de se ter uma melhor visualização do comportamento das resultantes.

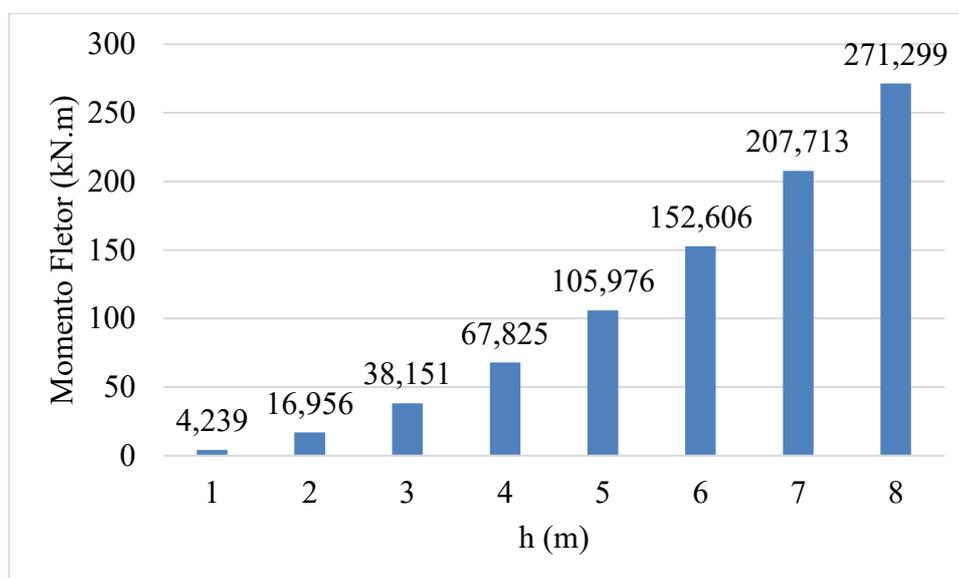
Figura 24 - Comportamento dos momentos fletores decorrentes das forças horizontais de arraste (F_d) em função de h para $H=3$ m



Fonte: Autor (2021).

O ponto de aplicação da força horizontal resultante na estaca não sofre influência da altura da onda. Este comportamento é comprovado uma vez que a Figura 25 (momentos em função de H mantendo h fixo em 15 m) mantém o mesmo comportamento da Figura 23 (forças horizontais em função de H mantendo h fixo em 15 m).

Figura 25 - Comportamento momentos fletores decorrentes das forças horizontais de arraste (F_d) em função de H para $h=15$ m



Fonte: Autor (2021).

Portanto, o ponto de aplicação da força horizontal (Equação 18) é influenciado principalmente pela altura do nível d'água (h) e comprimento de onda (L). Sendo assim, analisou-se o posicionamento com interferência somente da variação de h , uma vez que o comprimento de onda é um valor fixo para todos os valores desta análise (Tabela 4).

Tabela 4 - Posicionamento da força horizontal de arraste (F_d) em relação ao solo

h (m)	11	12	13	14	15	16	17	18
Posicionamento em relação ao fundo (m)	5,692	6,248	6,814	7,391	7,979	8,579	9,192	9,817

Fonte: Autor (2021).

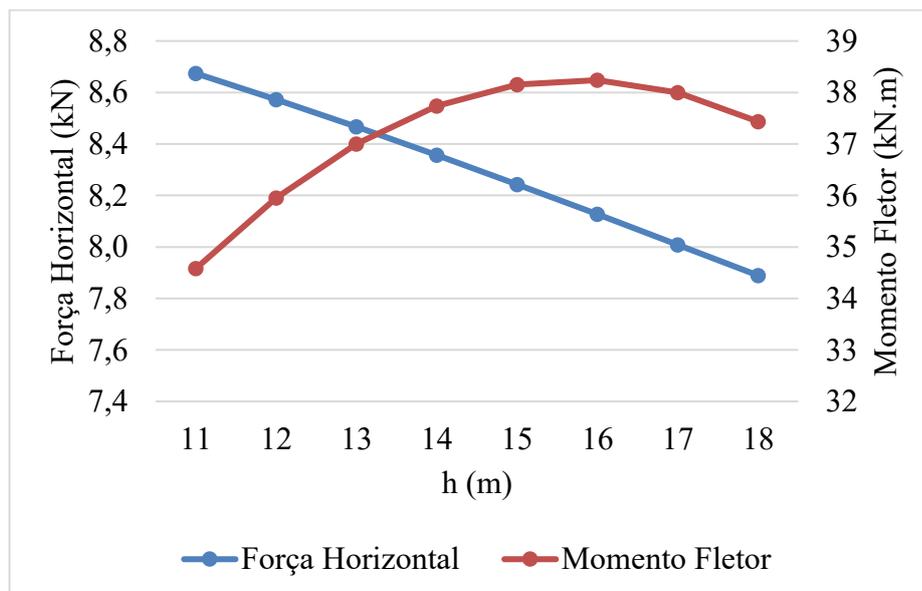
A variação dos momentos relaciona-se diretamente com a magnitude da força, visto que com o aumento de H , a posição da aplicação da força resultante não se altera, mas o momento fletor aumenta (segundo a Figura 25). Entretanto, a influência do ponto de aplicação da força é maior em grande parte dos resultados ($h \leq 16$ m), e observa-se que o momento final cresce mesmo quando as forças resultantes diminuem.

A partir da observação do gráfico da Figura 24, nota-se que em posicionamentos da aplicação da força mais próximos ao centro do eixo longitudinal da parte exposta da estaca (nos

casos de $h \geq 17\text{m}$), a combinação da força resultante e sua posição resulta em valores de momentos fletores menores do que os resultantes do nível d'água de 16 metros.

Comumente o momento fletor máximo definido por uma única força em elementos esbeltos, como vigas e estacas, ocorre quando a força está no centro, entre dois apoios. Todavia, para a situação em estudo, o nível de água em repouso influencia no posicionamento do carregamento no elemento e também na magnitude deste carregamento, resultando no fato de que o momento fletor máximo não necessariamente se encontre quando o carregamento está entre os dois apoios. Na Figura 26 podem-se observar as forças horizontais resultantes e seus devidos momentos fletores para $H=3\text{ m}$ (dados obtidos a partir dos dados apresentados nas Figuras 22 e 24).

Figura 26 - Forças horizontais e momentos fletores resultantes da parcela de arraste em função de h para $H=3\text{ m}$



Fonte: Autor (2021).

Nota-se que a influência da força resultante nos momentos fletores máximos passa a ser mais significativa na combinação em que $h=16\text{m}$, reduzindo para valores maiores de h .

Em relação à força referente à parcela de inércia da onda, os resultados apresentados na Tabela 5 apontam um comportamento diferente e com valores menores, porém não desprezíveis, quando comparados aos resultados da parcela de arraste das ondas da Tabela 2.

Tabela 5 - Forças horizontais resultantes (kN) da parcela de inércia (Fm) das ondas

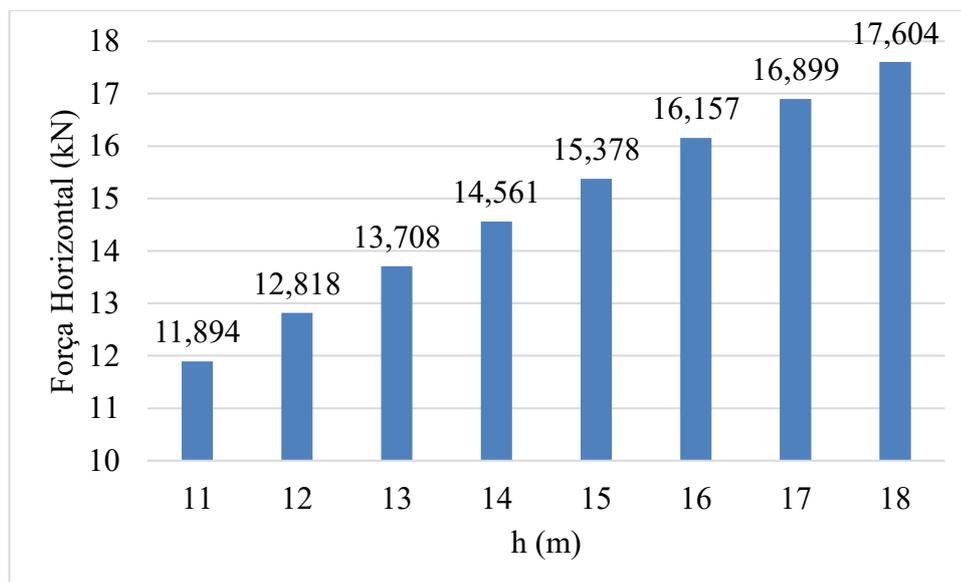
H\h	11	12	13	14	15	16	17	18
1	1,487	1,602	1,714	1,820	1,922	2,020	2,112	2,201
2	2,973	3,205	3,427	3,640	3,844	4,039	4,225	4,401
3	4,460	4,807	5,141	5,461	5,767	6,059	6,337	6,602*
4	5,947	6,409	6,854	7,281	7,689	8,079	8,450	8,802*
5	7,433	8,012	8,568	9,101	9,611	10,098	10,562*	11,003*
6	8,920	9,614	10,281	10,921	11,533	12,118	12,675*	13,203*
7	10,407	11,216	11,995	12,741	13,456	14,138*	14,787*	15,404*
8	11,894	12,818	13,708	14,561	15,378	16,157*	16,899*	17,604*

*valores incompatíveis com a estrutura tipo.

Fonte: Autor (2021).

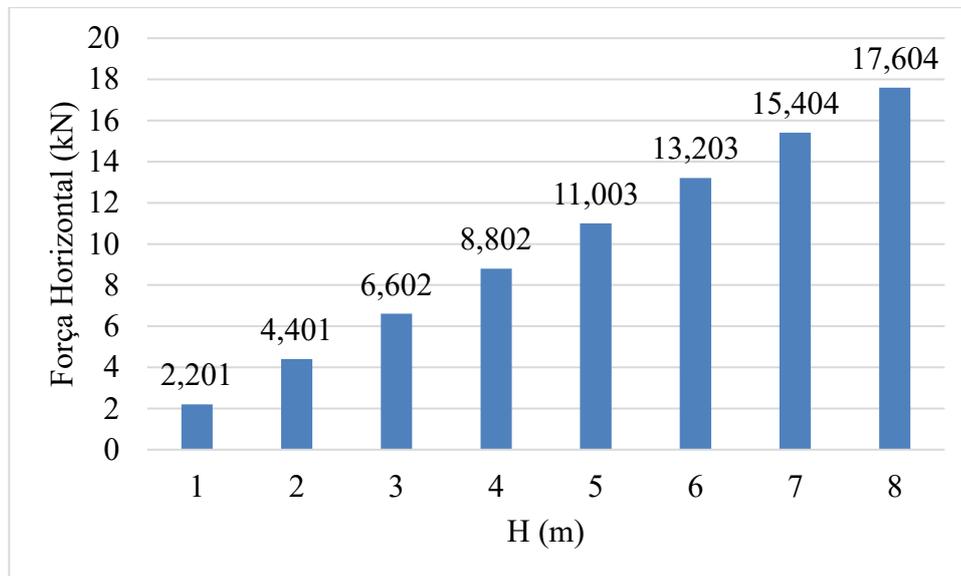
Observa-se um aumento praticamente linear das cargas horizontais de acordo com a variação do nível da água em repouso h (Figura 27) quando $H=8$ m (essa parte da tabela foi analisada por ser a geradora dos maiores momentos fletores na estaca). Esse mesmo comportamento pode ser observado para os resultados de acordo com a variação da altura da onda H (Figura 28) quando $h=18$ m (essa parte da tabela foi analisada por ser a geradora dos maiores momentos fletores na estaca). Esse é um comportamento esperado, uma vez que a parcela de inércia das ondas é menos influenciada pela altura da onda e mais influenciada pelo diâmetro da estaca.

Figura 27 - Comportamento das forças resultantes da parcela de inércia (Fm) das ondas em função de h para $H=8$ m



Fonte: Autor (2021).

Figura 28 - Comportamento das forças resultantes da parcela de inércia das ondas em função de H para $h=18$ m



Fonte: Autor (2021).

As forças horizontais aumentam quanto maiores são H e h , sendo então o valor de resultante máxima aquela obtida da combinação de $H=8$ m e $h=18$ m. Para o posicionamento das resultantes, a resultante que se encontra mais próxima do centro do eixo longitudinal da estaca é a resultante calculada com $h=18$ m. Sendo assim, o maior momento encontrado também é com a combinação de $H=8$ m e $h=18$ m (Tabela 6).

Tabela 6 - Momentos fletores máximos (kN.m) decorrentes das forças horizontais de inércia

H\h	11	12	13	14	15	16	17	18
1	5,869	6,649	7,410	8,136	8,816	9,437	9,986	10,451
2	11,738	13,299	14,819	16,273	17,633	18,874	19,972	20,903
3	17,606	19,948	22,229	24,409	26,449	28,311	29,958	31,354*
4	23,475	26,597	29,639	32,546	35,265	37,748	39,943	41,806*
5	29,344	33,247	37,049	40,682	44,082	47,184	49,929*	52,257*
6	35,213	39,896	44,458	48,818	52,898	56,621	59,915*	62,709*
7	41,081	46,545	51,868	56,955	61,714	66,058*	69,901*	73,160*
8	46,950	53,195	59,278	65,091	70,531	75,495*	79,887*	83,612*

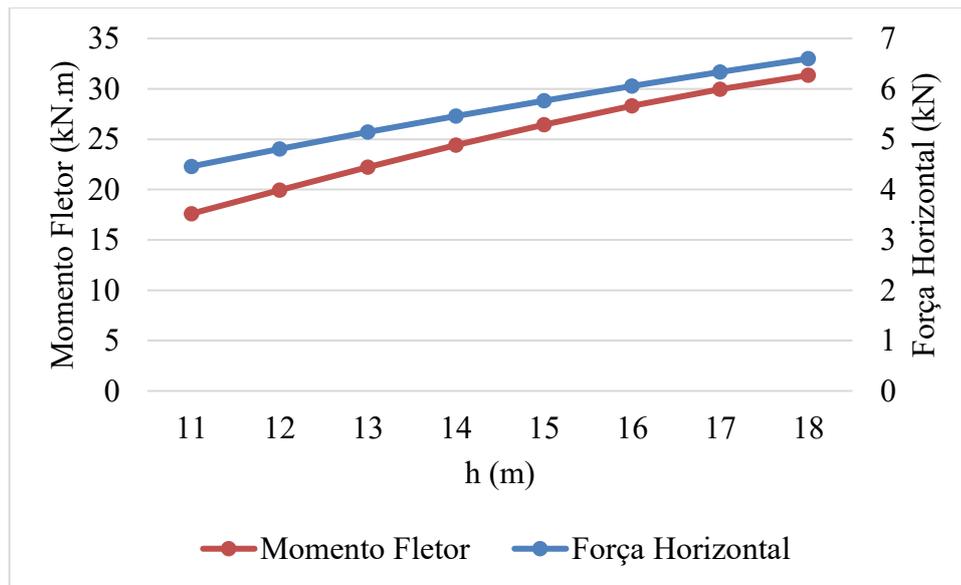
*valores incompatíveis com a estrutura tipo.

Fonte: Autor (2021).

Pode-se relacionar as forças resultantes da parcela de inércia da onda e os momentos fletores gerados na Figura 29 (para $H=3$ m), confirmando o comportamento linear discutido

anteriormente. Verifica-se que para valores maiores de h a magnitude do aumento dos esforços reduz, o que é observado pela aproximação das linhas representativas da força horizontal e do momento fletor conforme h aumenta.

Figura 29 - Comportamento das forças horizontais e momentos fletores resultantes da parcela de inércia em função de h para $H=3$ m

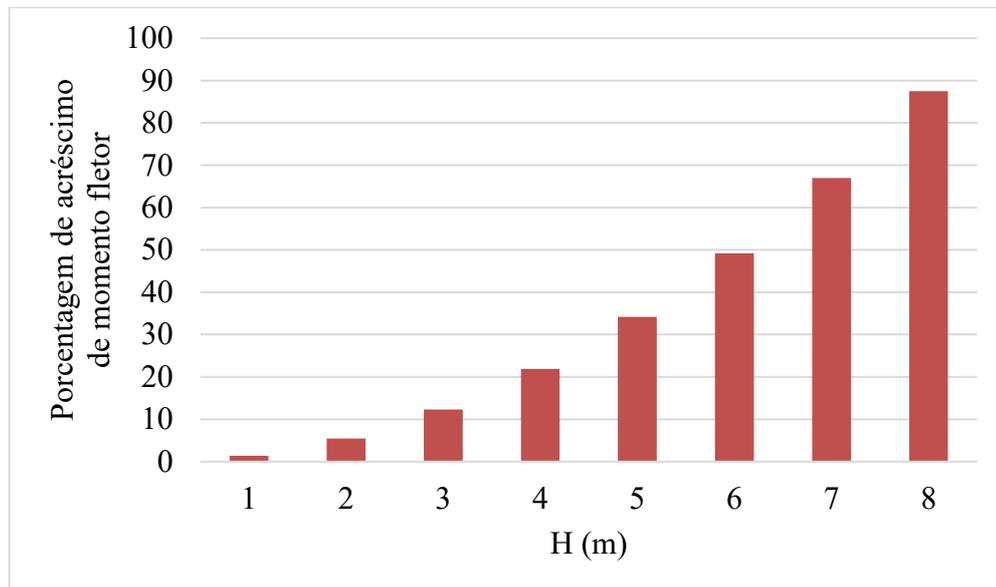


Fonte: Autor (2021).

Comparando-se as parcelas das forças horizontais de arraste e de inércia, os valores finais resultantes pelo fator de arraste são maiores e têm uma maior variação com aumento de H e h , sendo este o foco principal da análise, uma vez que as duas parcelas de forças não ocorrem simultaneamente.

Verifica-se que as magnitudes de momento fletor são relevantes, se comparadas com o valor de projeto das estacas das estruturas reais apresentadas anteriormente (aproximadamente 310 kN.m), observando a porcentagem de força que a onda acrescenta na estaca. Observa-se esta comparação na Figura 30, onde fez-se a proporção equivalente ao acréscimo do momento em relação à força de projeto real fixa, com aumento da altura de onda H e o h fixo em 3 e 15 m, respectivamente.

Figura 30 - Acréscimo de momento fletor máximo causado pelas ondas em relação ao momento fletor médio encontrado em estacas existentes



Fonte: Autor (2021).

Nessas considerações, para valores de altura de onda maiores que 3 metros, os momentos fletores já apresentam um valor superior a 10% do valor de projeto da estaca.

4.1.2 Variação do comprimento de onda

Para analisar o efeito da variação do comprimento de onda (L) as demais variáveis foram fixadas, sendo $h=15\text{m}$, $H=3\text{m}$ e $D=0,8\text{m}$. Os valores encontrados de forças horizontais em kN e momentos fletores em kN.m (F_d e $M(F_d)$ relativos à parcela de arraste e F_m e $M(F_m)$ relativos à parcela de inércia) estão na Tabela 7.

Tabela 7 - Forças e momentos em função do comprimento de onda

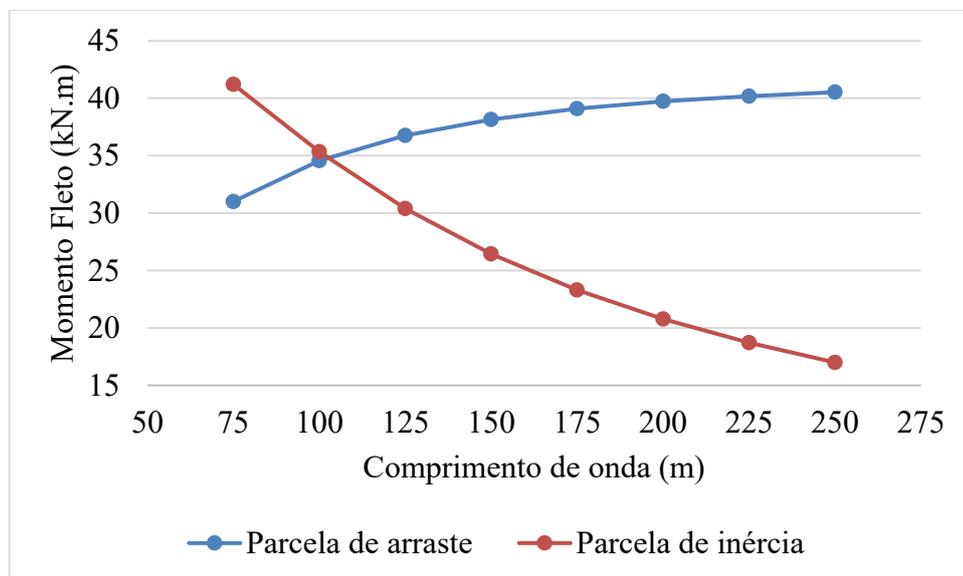
L(m)	75	100	125	150	175	200	225	250
F_d	6,535	7,351	7,889	8,243	8,482	8,649	8,770	8,859
M(F_d)	31,014	34,557	36,751	38,151	39,083	39,727	40,188	40,528
F_m	8,803	7,625	6,602	5,767	5,094	4,548	4,101	3,729
M(F_m)	41,206	35,328	30,396	26,449	23,303	20,771	18,705	16,994

Fonte: Autor (2021).

Observa-se que o comprimento de onda é diretamente proporcional à parcela de arraste da onda e inversamente proporcional à parcela de inércia. Para um intervalo de crescimento de 233% no valor com comprimento de onda (de 75 m para 250 m), notamos um acréscimo de 30% do momento fletor resultante da parcela de arraste (de 31,014 kN.m para 40,528 kN.m) e um decréscimo de 59% (de 41,206 kN.m para 16,994 kN.m) no momento fletor final da parcela de inércia.

Podemos observar o comportamento da variação dos resultados de momento fletor, resultante da parcela de arraste e da parcela de inércia, decorrente da alteração do comprimento da onda na Figura 31.

Figura 31 - Variação dos momentos fletores em função do comprimento de onda



Fonte: Autor (2021).

A magnitude dos momentos fletores, tanto os provenientes da parcela de arraste da onda, quanto da parcela de inércia, sofrem maior influência do comprimento da onda em valores mais baixos. Percebe-se uma maior inclinação da tendência entre $L=75$ e 125 m, onde para comprimentos de onda maiores que 125 metros a variação dos momentos passam a ser menores.

4.1.3 Variação do diâmetro da estaca

Para analisar o efeito da variação do diâmetro da estaca (D) as demais variáveis se mantêm fixas, sendo $h=15$ m, $H=3$ m e $L=150$ m. Os valores encontrados de forças horizontais

em kN e momentos fletores em kN.m (Fd e M(Fd) relativos à parcela de arraste e Fm e M(Fm) relativos à parcela de inércia) estão na Tabela 8.

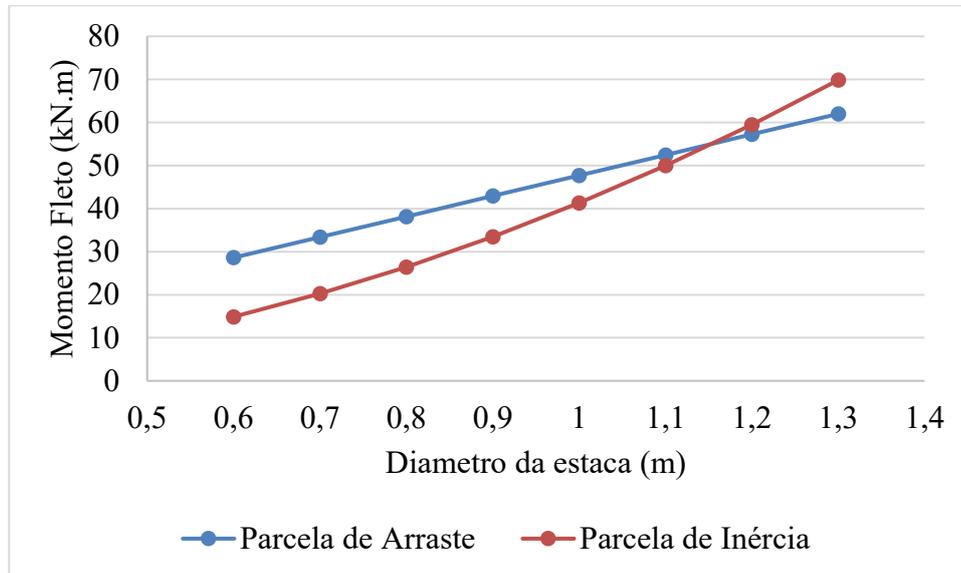
Tabela 8 - Forças e momentos segundo a variação do diâmetro da estaca

D (m)	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3
Fd	6,182	7,213	8,243	9,273	10,304	11,334	12,365	13,395
M(Fd)	28,614	33,382	38,151	42,920	47,689	52,458	57,227	61,996
Fm	3,244	4,415	5,767	7,299	9,011	10,903	12,975	15,228
M(Fm)	14,878	20,250	26,449	33,475	41,327	50,005	59,510	69,842

Fonte: Autor (2021).

De acordo com os dados da tabela, apresentam-se os momentos fletores resultantes de ambas as parcelas da onda na Figura 32, para que possa ser observado o comportamento e tendência dos valores analisados.

Figura 32 - Variação dos momentos fletores de acordo com o diâmetro da estaca



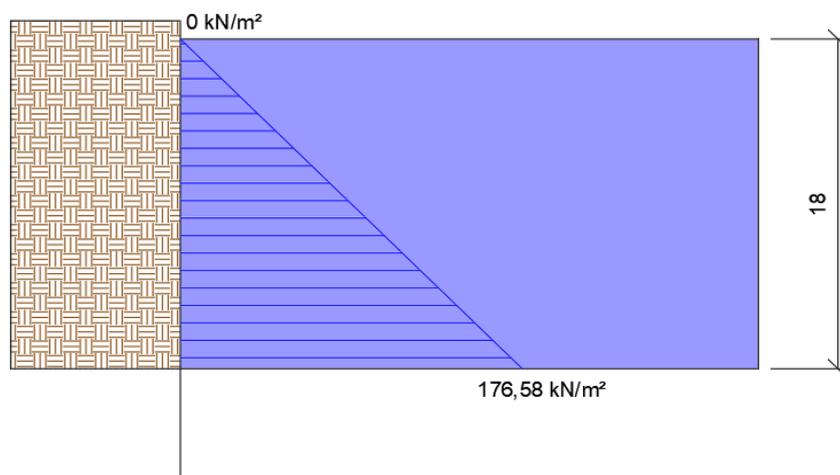
Fonte: Autor (2021).

Ambas as parcelas de força, de arraste e inércia, aumentam de acordo com o diâmetro da estaca, entretanto, percebe-se que a parcela de inércia sofre maior influência. Pelo gráfico pode-se perceber esse comportamento e dar ênfase de que a variação do efeito da onda, como já esperado, é maior para valores de diâmetros maiores da estaca, em função da área exposta à ação das ondas.

4.2 ESTRUTURA DE PARAMENTO FECHADO

Para a estrutura de paramento fechado, mostra-se relevante a diferença dos diagramas de pressão do caso favorável ($h=18\text{m}$) para o caso desfavorável ($h=11\text{ m}$ e $H=3\text{ m}$). Para a situação favorável não se considera a presença de onda pois a mesma faz o carregamento favorável variar, fazendo com que não se tenha um valor fixo confiável, portanto, a situação mais favorável não apresenta onda. Observa-se o diagrama de pressão para o caso favorável na Figura 33.

Figura 33 - Diagrama de pressões do caso favorável

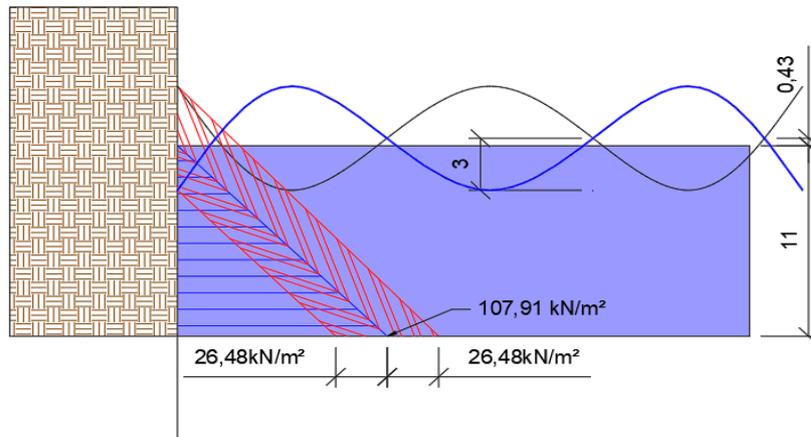


Fonte: Autor (2021).

Neste caso, o diagrama de pressões para a situação favorável é simplesmente a pressão da água em repouso a uma altura de nível de água de 18 metros (maré alta).

Observa-se o diagrama de pressões do caso desfavorável na Figura 34.

Figura 34 - Diagrama de pressões do caso desfavorável

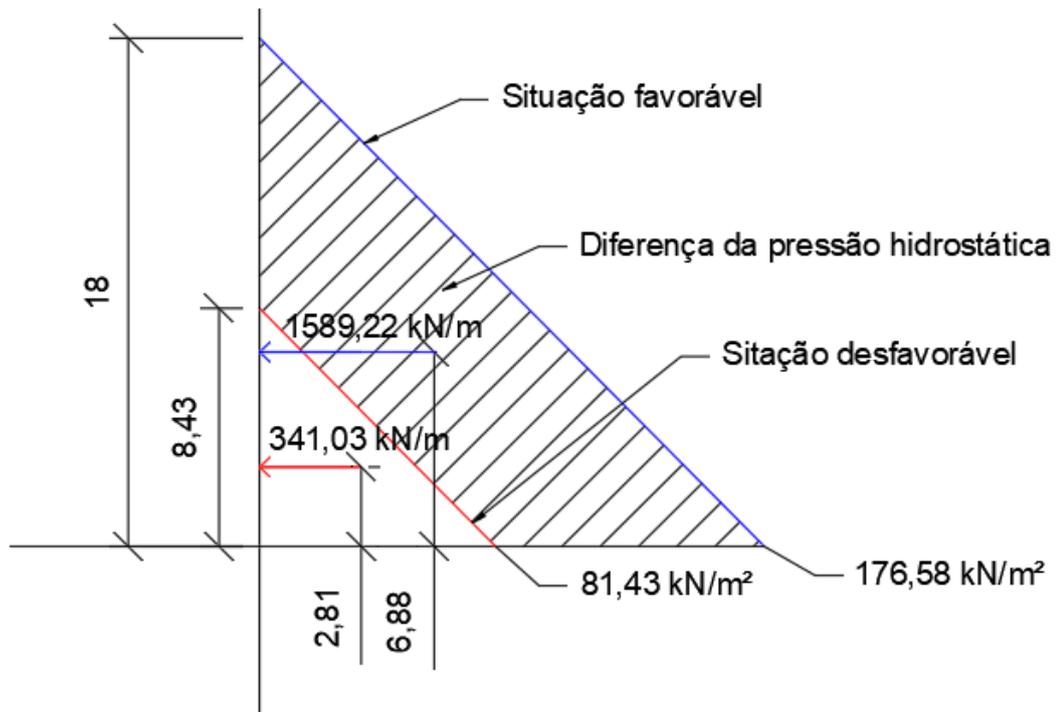


Fonte: Autor (2021).

Para o diagrama da situação desfavorável tem-se um valor máximo de 107,91 kN/m² para a pressão caso desconsiderasse a ação da onda. Entretanto a onda de clapoti, quando na pior situação (linha azul da Figura 34), gera um decréscimo de 26,48 kN/m², resultando em uma diminuição de aproximadamente 25% do valor máximo da pressão.

Uma comparação dos diagramas, tais quais suas forças resultantes podem ser analisadas na Figura 35.

Figura 35 - Comparação dos diagramas de pressão hídrica em estrutura de paramento fechado



Fonte: Autor (2021).

Na Figura 35 a situação favorável está representada pela linha azul e sua resultante pela seta azul. A situação desfavorável é representada pela linha vermelha e sua resultante pela seta vermelha. A área hachurada representa a diferença entre as duas situações.

Além da grande diminuição da força final resultante, deve-se considerar que a posição de aplicação da força resultante também se torna mais desfavorável para carregamentos menores, já que se aproxima da base da estrutura de contenção, gerando um momento fletor favorável menor.

5. CONCLUSÃO

A partir das discussões sobre os efeitos da variação da altura da onda (H) e do nível da água em repouso (h) para estruturas de paramento aberto, pode-se concluir que, para projetos de estruturas expostas a ondas, as considerações devem extrapolar a combinação da maior onda e maior nível da água, analisando todas as combinações possíveis.

Isso ocorre pois, pode-se observar na estrutura tipo, por exemplo, uma situação em que o efeito crítico da força horizontal causada pelas ondas ocorre com $h=15\text{m}$ e $H=8\text{m}$ ou $h=16\text{m}$ para ondas com $H=6\text{m}$, uma vez que a combinação de $h=16\text{m}$ e $H=8\text{m}$ não é coerente para estrutura analisada. Para altura de água de $h \geq 17\text{m}$, os carregamentos finais não se mostraram superiores nem com o valor máximo de H .

Em locais onde o comprimento de onda (L) tende a variar bastante, deve-se analisar ambas as parcelas de carregamento da onda, a parte de arraste e de inércia. Isso ocorre pois para valores menores de L , o carregamento causado pela inércia da onda é mais significativa e para valores de L maiores a parte de arraste é mais expressiva, podendo alternar o posicionamento da força horizontal crítica. Essa alteração de carregamento significativa pode causar esforços distintos nas estacas, exigindo cuidados estruturais diferentes.

O diâmetro da estaca é um fator importante para a magnitude dos carregamentos horizontais. Aumentando a área de contato, os carregamentos passam a ser mais relevantes com diâmetros maiores. Deve-se considerar o diâmetro das estacas, principalmente em locais em que as mesmas estarão constantemente expostas à ação de ondas progressivas, mesmo que essas ondas tenham alturas de baixas proporções.

Quando bem dimensionadas, estacas com diâmetros menores, pode significar uma ação mais segura para a estruturas em regiões com alta incidência de ondas, ou em casos inesperados para a uma certa estrutura.

Mesmo que a maioria das estruturas portuárias não estejam em áreas com intensa influência de ondas, deve-se considerar a hipótese da ocorrência destas, pois as ondas podem chegar a acrescentar em 50% os momentos fletores de projeto, levando à eventual falha das estruturas.

Para estruturas de paramento fechado, deve-se ter atenção em regiões com grande variação de marés, uma vez que a pressão gerada pela água é um carregamento benéfico para a estrutura de contenção, se não for previsto, a redução desse carregamento pode ser catastrófica.

5.1 TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros sugere-se:

- A análise do impacto das forças horizontais causadas por ondas para o dimensionamento estrutural de estacas e muros de contenção em obras portuárias;
- Estudo comparativo entre soluções adotadas para obras de acostagem de portos brasileiros, com avaliação de esforços reais considerados em cada projeto;
- Simulação numérica da ação de correntes e ventos sobre estruturas portuárias e análise de esforços gerados.

▪ REFERÊNCIAS

_____. **NBR 9782**. Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

ALFREDINI, P., ARASAKI, E. **Engenharia portuária**. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda, 2013.

AMADOR JÚNIOR, W. J. **Projeto do píer de um terminal de contêineres**: estudo de caso. 2006. Projeto final (Graduação em Engenharia Civil) – Escola politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

CIRAM - EPAGRI. **Marégrafos**. 2020. Disponível em: <https://ciram.epagri.sc.gov.br/index.php/maregrafos/>. Acesso em: 23 dez. 2020.

COMIN, C. **Estruturas Portuárias** - Distribuição de esforços na infraestrutura devidos à amarração e atracação de embarcações. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.

DZIEKANIAK, N. G. **Remodelação de obras portuárias: fundações em estacas mistas no Porto Novo do Rio Grande**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) – Pós Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2005.

FANTI, F. D. **Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais de contêineres**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

GAYTHWAITE, J. **Design of marine facilities for the berthing, mooring, and repair of vessels /John W. Gaythwaite**. – [2nd ed.]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2004.

HARARI, J. **Notas de aulas da disciplina de oceanografia física descritiva: Ondas no oceano**. 2007. Instituto de Oceanografia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007. Publicado por Danilo R. Vieira. Disponível em: https://www.danilorvieira.com/disciplinas/iof1202/ofd_capitulo14.php. Acesso em: 27 nov. 2020.

HIDROTOPO 2016. **Relatório HD.714/1 Rev-K**, disponibilizado pelo Porto de Itajai.

MAHOMADIQUEBAL, M. R. **Fundações por Estacas em Obras Portuárias de Acostagem**: caso de estudo do cais do Terminal Alemoa, Brasil. 2018 Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2014.

MASON, J. **Obras portuárias**. 2 ed. Rio de Janeiro: Editora Campus LTDA – PORTOBRAS, 1983.

MELO, E. *et al.* Distribuição estatística de alturas de ondas individuais em Santa Catarina: resultados preliminares. *In*: 2º SEMINARIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA

OCEÂNICA. **Anais [...]** novembro. Rio Grande, 2006. Disponível em: <https://bit.ly/2Cdbay7>. Acesso em: 01 jun. 2020.

MELO FILHO, E. **Maré Meteorológica na Costa Brasileira**. 2017. Tese Professor Titular em Engenharia Civil Costeira e Portuária – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Rio Grande, Porto Alegre, 2017.

MIGUENS, A. P. **A ciência e a arte: navegação costeira, estimada e em águas restritas**. 3. ed. [S. l.]: Marinha do Brasil, 2019. 3 v. (Volume 1). Disponível em: <https://www.marinha.mil.br/dhn/?q=pt-br/npublicacoes>. Acesso em: 01 dez. 2020.

NIERWINSKI, H. **Notas de aulas da disciplina de Portos e Vias Navegáveis: Ventos e Ondas – Hidráulica Marítima**. 2020. Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2020.

PIRES, R. P. R. **Estruturas de acostagem. Estudo comparativo de soluções em função de cotas e das características geotécnicas dos fundos**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, 2011.

PODDA, L. **Avaliação dos critérios de projeto para estruturas de acostagem de navios: estudo de caso aplicado ao terminal portuário público de Itajaí - sc**. 2019. Trabalho de conclusão do curso (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2019.

PRATS, R. C. **Avaliação e impactos da elevação do nível do mar no Porto de Santos (São Paulo, Brasil)**. 2017. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

RIBEIRO, P. J. C. **Transformação de ondas em praias de enseada: estudo de caso na enseada de Itapocorói**. 2014. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

SILVA, R. M. **Caracterização de estruturas portuárias: caso de estudo – ampliação do terminal XXI, sinés**. 2014. Relatório de estágio (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2014.

THORESEN, C. A. **Port Design: Guidelines and Recommendations**, Califórnia: Tapir, 1988.