

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**SISTEMAS DE PROTEÇÃO DE PILARES DE PONTES CONTRA
COLISÃO DE EMBARCAÇÕES: ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE
DOIS SISTEMAS**

NATALIA PINHEIRO DA SILVA

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA/DF: JUNHO/2016

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**SISTEMAS DE PROTEÇÃO DE PILARES DE PONTES CONTRA
COLISÃO DE EMBARCAÇÕES: ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE
DOIS SISTEMAS**

NATALIA PINHEIRO DA SILVA

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

APROVADA POR:

**MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA, D.Sc (ENC/FT/UnB)
(Orientador)**

**PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS, D.Sc (ENC/FT/UnB)
(Examinador Interno)**

**MARCUS ALEXANDRE NORONHA DE BRITO, M.Sc (IFB)
(Examinador Externo)**

DATA: BRASÍLIA/DF, junho de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, NATALIA PINHEIRO DA

Sistemas de proteção de pilares de pontes contra colisão de embarcações: análise e verificação de dois sistemas. [Distrito Federal] 2016.

xiv, 105 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Pontes navegáveis
2. Sistemas de proteção de pilares de pontes contra colisões
3. Colisão embarcações e pilares de pontes

I. ENC/FT/UnB

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, N. P. (2016) Sistemas de proteção de pilares de pontes contra colisão de embarcações: análise e verificação de dois sistemas. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTORES: Natalia Pinheiro da Silva

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Sistemas de proteção de pilares de pontes contra colisão de embarcações: análise e verificação de dois sistemas.

GRAU/ANO: Bacharel em Engenharia Civil /2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito dos autores.

Natalia Pinheiro da Silva

Rua Ipê Amarelo Norte Lote 4 Bloco C, 701

Águas Claras, Norte

71908000 – Brasília/DF – Brasil

SUMÁRIO

RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Justificativa	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Conceitos importantes.....	4
2.1.1. Classificação de importância da ponte.....	4
2.1.2. Tráfego hidroviário	4
2.1.3. Tipos de embarcação	5
2.1.4. Risco aceitável de falha.....	6
2.1.5. Definição da embarcação-tipo	6
2.1.6. Determinação da velocidade de impacto de dimensionamento	7
2.2. Energia de impacto	8
2.3. Determinação da força de impacto	10
2.3.1. Força de impacto devido à colisão de navio.....	11
2.3.2. Força de impacto devido à colisão de barça	20
2.4. Determinação da profundidade do dano na proa	24

2.4.1. Deformação na proa: navio	24
2.4.2. Deformação na proa: barcaça.....	24
3. COLISÕES EMBARCAÇÃO-PILAR DE PONTE NO BRASIL E NO MUNDO	25
3.1. Grandes acidentes pelo mundo	26
3.2. Estudo estatístico da hidrovia Tietê-Paraná.....	27
3.3. Estudos estatísticos do PIANC Working Group 19.....	28
4. PRINCIPAIS SISTEMAS DE PROTEÇÃO DE PILARES NO ATUAL CONTEXTO BRASILEIRO	30
4.1. Definição e descrição dos principais sistemas	30
4.1.1 Dolphins	31
4.2.2 Estacas	36
4.2.3. Flutuantes.....	39
4.2. Levantamento dos sistemas de proteção de pilares encontrados no Brasil.....	43
5. DESCRIÇÃO GERAL DA METODOLOGIA DE VERIFICAÇÃO	51
5.1. Verificação do sistema de dolphins	51
5.1.1. Estabilidade ao deslizamento.....	51
5.1.2. Estabilidade ao tombamento.....	52
5.1.3. Verificação das tensões na base.....	55
5.1.4. Resistência ao cisalhamento	55
5.2. Verificação do sistema de estacas.....	56

5.2.1.	Estabilidade ao deslizamento e tombamento	56
6.	VERIFICAÇÃO SISTEMA DOLFIN	57
6.1.	Sistema de proteção da Ponte Ferroviária Ayrosa Galvão.....	57
1.1.1.	Características do rio	57
1.1.2.	Características geométricas da estrutura da ponte.....	58
1.1.3.	Descrição do comboio-tipo.....	58
1.1.4.	Sistema de proteção adotado	59
6.2.	Verificação do sistema dolfin	61
6.2.1.	Forças de colisão.....	61
6.2.2.	Análise e verificação da estabilidade.....	66
6.2.3.	Estudo da influência da lâmina d'água e força de impacto na estabilidade de um dolfin hipotético 75	
7.	VERIFICAÇÃO DO SISTEMA EM ESTACAS	83
7.1.	Sistema de proteção da Ponte sobre o Rio Paranaíba	83
1.1.5.	Características do rio	83
1.1.6.	Características geométricas da estrutura da ponte.....	84
1.1.7.	Descrição do comboio-tipo.....	84
1.1.8.	Sistema de proteção adotado - Sistema de estacas.....	85
7.2.	Verificação do sistema de estacas.....	87
7.2.1.	Forças de colisão.....	87
7.2.2.	Análise e verificação da estabilidade.....	89

8. CONCLUSÕES	99
9. REFERÊNCIAS.....	102

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.....	6
Figura 2.....	8
Figura 3.....	12
Figura 4.....	15
Figura 5.....	17
Figura 6.....	18
Figura 7.....	20
Figura 8.....	22
Figura 9.....	23
Figura 10.....	25
Figura 11.....	27
Figura 12.....	28
Figura 13.....	28
Figura 14.....	29
Figura 15.....	29
Figura 16.....	30
Figura 17.....	32
Figura 18.....	33
Figura 19.....	35

Figura 20.....	37
Figura 21.....	38
Figura 22.....	38
Figura 23.....	39
Figura 24.....	40
Figura 25.....	52
Figura 26.....	53
Figura 27.....	55
Figura 29.....	56
Figura 30.....	59
Figura 31.....	60
Figura 32.....	65
Figura 33.....	72
Figura 34.....	73
Figura 35.....	74
Figura 36.....	74
Figura 37.....	76
Figura 38.....	83
Figura 39.....	85
Figura 40.....	86

Figura 41.....	89
Figura 42.....	91
Figura 43.....	91
Figura 44.....	93
Figura 45.....	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	16
Tabela 2	18
Tabela 3	35
Tabela 4	50
Tabela 5	58
Tabela 6	59
Tabela 7	61
Tabela 8	65
Tabela 9	67
Tabela 10	67
Tabela 11	68
Tabela 12	69
Tabela 13	70
Tabela 14	71
Tabela 15	71
Tabela 16	77
Tabela 17	79
Tabela 18	80
Tabela 19	82

Tabela 20	83
Tabela 21	84
Tabela 22	87
Tabela 23	88
Tabela 24	92
Tabela 25	97

RESUMO

Visando contribuir acerca de um tema pouquíssimo desenvolvido no país, o presente estudo trata sobre os principais sistemas de proteção de pilares de pontes sobre canais navegáveis contra colisão de embarcações utilizados no Brasil e no mundo. Foi feita uma revisão bibliográfica dos conceitos e métodos adotados pela norma americana *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges* (AASHTO, 1991) acerca do tema e dos principais autores pelo mundo que estudaram o tema da colisão embarcação-pilar, expondo as discrepâncias existentes entre modelos e formulações. Foram descritas as definições e particularidades de três métodos principais: dolphins, estacas e flutuantes, bem como breves exposições de proteções adotadas em algumas pontes pelo mundo. Foi realizado um levantamento das pontes no Brasil que possuem proteções de pilares e a identificação de quais os sistemas utilizados, além de uma revisão do histórico deste tipo de acidente, no Brasil e no mundo. Foram analisados e verificados quanto à sua estabilidade, dois projetos de proteções de pilares de pontes brasileiras: o projeto para a ponte ferroviária Ayrosa Galvão, no estado de São Paulo e o projeto para a ponte sobre o Rio Paranaíba, no estado do Goiás.

Palavras-chave: sistemas de proteção, proteção de pilares, colisões, dolphins, estacas, flutuantes.

ABSTRACT

With a view to contribute with a subject still hardly developed in the country, this work aims to study the main bridge piers protection systems for vessel collision used in Brazil and worldwide. It has been carried out a literature review of the concepts and methods adopted by the American code Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges (AASHTO, 1991) on this subject and also a review of the lead authors worldwide who have studied the matter of vessel-pier collision, exposing the unconformity between models and formulations. It has been described the definitions and particularities of three main methods: dolphins, pile supported systems and floating systems in addition to brief exposures of the protection systems carried out in some bridges around the world. A survey of bridges in Brazil with pier protection systems as well as the identification of their type of system was also realized. Furthermore, it has been described the history record of this type of accident in Brazil and worldwide. Two pier protection projects for Brazilian bridges were analyzed and checked for stability: Ayrosa Galvão Bridge, in the state of São Paulo, and Rio Paranaíba Bridge, in Goiás.

Key words: protection systems, pier protection, collisions, dolphins, pile-supported, floating.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

O preço relativo do transporte aquaviário no Brasil é o menor dentre todos os outros, seguido do dutoviário, ferroviário, rodoviário e aéreo. (Fleury, 2003). Apesar de ser o modal de transportes mais econômico para fins de transporte de cargas, além de menos poluente, o modal hidroviário fluvial ainda é pouco explorado no Brasil. Segundo alguns autores, o transporte representa em média 64% dos custos logísticos de uma empresa (Fleury, Wanke e Figueiredo, 2000; Bowersox, Closs e Stank, 1999), sendo, portanto, um aspecto chave e altamente influente no conjunto de aspectos de um negócio, afetando diretamente os preços finais de mercado dos produtos e serviços e a competitividade dos mesmos.

Em países com grandes dimensões territoriais, e com disponibilidade de cursos d'água como potenciais hidrovias, como é o caso do Brasil, o modal aquaviário para transporte de cargas seria, na maioria dos casos, o mais vantajoso. O que se observa, no entanto, é o predomínio do absoluto transporte rodoviário – 60% do total do transporte de carga. É a chamada distorção da matriz de transportes brasileira. Em outros países com dimensões semelhantes, como EUA, Austrália e China, esta fração é de 26%, 24% e 8% respectivamente. (Fleury, 2003). Esta chamada distorção da matriz de transportes brasileira foi consequência da implantação do rodoviarismo, com os grandes incentivos ao desenvolvimento das rodovias que se iniciaram na década de 1920, sendo ainda mais reforçados a partir do final da década de 1950 na era Kubitschek. Foi a opção político-econômica adotada na época, que visava a atração das indústrias automobilísticas – e correlatas como de autopeças, componentes elétricos, lubrificantes, etc. – como um meio para entrada de capital no país e geração de empregos. De todo modo, a situação reflete até os dias de hoje. Somente nas últimas duas décadas maiores investimentos vem sendo feitos na ampliação do transporte aquaviário.

Muitos dos rios situados próximos aos maiores centros de desenvolvimento econômico do país são rios de planalto, de modo que necessitam de investimentos relevantes em infraestrutura para que se tornem de fato navegáveis. Já na região Norte, por outro lado, devido à baixa taxa de ocupação e escassa malha rodoviária, e a os rios, que são de planície e, portanto, facilmente navegáveis, o transporte aquaviário é não só predominante como essencial para o deslocamento de mercadorias e de pessoas.

Fazendo um comparativo, uma única barcaça, com capacidade média de 1600 toneladas transporta o mesmo volume que 40 carretas de 40 toneladas cada. Para grandes distâncias, em geral acima de 450 km, o modal hidroviário é a opção que traz maior vantagem econômica. De 100 a 450 km, o modal ferroviário apresenta-se no seu maior rendimento econômico, e abaixo de 100 km o modal rodoviário é o mais indicado.

Nos últimos anos, um esforço vem sendo feito no sentido de impulsionar o crescimento do uso do modal hidroviário, com a realização de obras de infraestrutura como eclusas, portos e adequações do canal para o tráfego de embarcações, como realização de dragagens e adequações de pontes que cruzam hidrovias. Foi o caso da Ponte Professor Maurício Joppert, Ponte Rodoviária Ayrton Senna, Ponte Ferroviária Ayrosa Galvão, e as pontes rodoviárias sobre o Rio Tietê nas vias SP-333, SP-425 e SP-595 onde foram e estão sendo feitas adaptações destas pontes quanto aos vãos e sistemas de proteções dos pilares, como parte do chamado *Programa para eliminação de gargalos, implantação de extensões e terminais na Hidrovia Tietê-Paraná*. (DNIT, 2014).

O volume de cargas transportadas nas hidrovias vem aumentando consideravelmente e estudos e projetos estão sendo feitos com o intuito aumentar os investimentos no modal hidroviário, de modo que a tendência é que o tráfego aquaviário seja cada vez mais explorado. Segundo a Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ), a Hidrovia do Madeira teve sua movimentação de cargas aumentando em mais de 1.000% de 1997, com 320.000 t a 2006, com 3.400.000 t. A Hidrovia Tietê Paraná saltou de 1.087.000 t para 3.944.000 t de 1995 a 2006. (ANTAQ, 2007).

A malha hidroviária do país, em 2009 contava com aproximadamente 7.000 km de vias navegáveis, enquanto que a previsão para 2012 era de 12.800 km e em 2023, 23.400 km. De acordo com dados da ANTAQ (2014), atualmente temos mais de 22.000 km vias navegáveis.

Frente a este cenário de expansão do modal aquaviário e conseqüente aumento do número de embarcações trafegando pelas nossas hidrovias, vem aumentando a preocupação dos projetistas quanto à vulnerabilidade das estruturas de pontes sobre as vias navegáveis frente a acidentes de embarcações contra seus pilares.

Cabe à engenharia de estruturas estudar e analisar as possíveis soluções para diminuir a possibilidade de um possível colapso ou danificação de estruturas de pontes devido a estes

impactos, uma vez que as estruturas devem ser projetadas de forma a atender determinados índices de segurança, que visam contemplar justamente as mais diversas situações de carregamentos. Este trabalho visa contribuir neste sentido, visto que são poucas as informações ou estudos no Brasil acerca do tema, e inexistente uma norma reguladora quanto à necessidade, a escolha e o dimensionamento de sistemas de proteção de pilares de pontes sobre rios navegáveis.

1.2.Objetivos

O objetivo deste trabalho foi descrever e analisar os principais sistemas de proteção de pilares contra colisões de embarcações, bem como as particularidades de cada um deles. Na parte prática, foi realizada a verificação à estabilidade de dois sistemas, referentes aos projetos de proteções de duas pontes brasileiras, objetivando compreender e descrever com mais detalhes as formas de absorção de energia de cada um deles e as particularidades a se considerar para o dimensionamento de sistemas deste tipo. Foi realizado ainda um levantamento das pontes no Brasil que possuem proteções de pilares e a identificação de quais os sistemas utilizados, além de uma breve descrição do histórico de acidentes do tipo embarcação/pilares de pontes no Brasil e no mundo.

1.3.Justificativa

A crescente preocupação com a segurança das nossas pontes sobre vias navegáveis vem surgindo, em tempo, devido ao crescimento do uso do modal hidroviário como meio de transporte e, conseqüentemente, maior probabilidade de colisões de embarcações com estruturas de pontes. Ademais, frente a um cenário de investimentos neste setor para a adaptação de mais rios à condição de hidrovias, não só o tráfego tende a aumentar, como também o porte das embarcações. Portanto, a proteção adequada dos pilares de pontes deve figurar entre os investimentos ditos necessários para a viabilização do tráfego hidroviário de maneira segura. A colisão de uma embarcação com o pilar de uma ponte pode ser considerada um evento catastrófico, devido às proporções que as conseqüências deste tipo de acidente podem tomar.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo visa explicar os principais conceitos relevantes para a caracterização da magnitude da energia de impacto a ser considerada no dimensionamento da estrutura de proteção contra a colisão de embarcações, bem como os métodos disponíveis para o cálculo da força de impacto devido à colisão.

A nomeação destes conceitos importantes descritos foi baseada no guia americano *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges* (GSC-VCDHB) (AASHTO, 1991).

2.1. Conceitos importantes

2.1.1. Classificação de importância da ponte

A fim de se determinar de forma mais objetiva os riscos aceitáveis de uma possível colisão, as pontes devem ser classificadas em *pontes críticas* ou *pontes padrão*, com base em questões de saúde e de segurança pública.

Pontes críticas são aquelas que precisam manter-se em funcionamento após o impacto de uma embarcação devido aos aspectos anteriormente citados. Deve-se avaliar se a interdição da ponte implicaria na inviabilidade ou grande dificuldade de suporte de saúde, policial ou de bombeiros para alguma das áreas anteriormente acessíveis pela ponte. Deste modo, pontes que proporcionam a única rota de transporte para uma situação de emergência ou que servem como importantes conexões em rotas de segurança e defesa devem ser classificadas como críticas. Do contrário, a ponte é classificada como padrão.

A classificação de importância da ponte é utilizada para a determinação do chamado risco aceitável de falha, brevemente explanado no item 2.1.4.

2.1.2. Tráfego hidroviário

O conhecimento do maior número de variáveis possível sobre o tráfego hidroviário no trecho em questão é necessário para uma caracterização mais fiel e o dimensionamento de uma proteção adequada. Desta forma, é importante que se busque, junto às autoridades competentes, dados referentes a:

- Descrição da intensidade de tráfego de embarcações sob a ponte

- Número de embarcações que passam sob a ponte, o tipo da embarcação e a quantidade de carga
- Velocidade do tráfego
- Características da carga da embarcação
 - Tipo de carga
- Geometria do canal navegável
 - Largura do canal
- Profundidade do canal no trecho considerado
- Condições do tempo

2.1.3. Tipos de embarcação

As embarcações que compõem o tráfego hidroviário devem ser classificadas conforme suas características em barcaças fluviais ou navios. As barcaças são embarcações de fundo chato e possuem menores calados, enquanto os navios possuem grandes calados.

A dimensão da embarcação é determinada com base no porte bruto da embarcação em toneladas, que representa o quanto de peso a embarcação é capaz de carregar na situação de carregamento total, incluindo o porte útil (carga), combustível, água potável, água das caldeiras, tripulação, etc. É a diferença entre o deslocamento máximo e o deslocamento mínimo da embarcação.

a) Barcaças

Barcaças são frequentemente empurradas ou puxadas por rebocadores, agrupadas em grupos de duas ou mais unidades. Possuem fundo chato e pequeno calado.

b) Navios

Navios podem possuir características bastantes variadas, dependendo do tipo de carga que a que foram designados para transportar. Podem ser cargueiros ou convencionais, graneleiros, tanques, entre outros.

2.1.4. Risco aceitável de falha

A definição da embarcação-tipo a ser considerada para o dimensionamento provém de métodos que levam em consideração o risco aceitável de falha da estrutura a ser projetada. Toda estrutura é dimensionada para um determinado risco aceitável de falha, definido com base em probabilidades de ocorrência de determinados carregamentos e considerando-se a importância ou a gravidade das consequências caso aquela estrutura venha a ruir. Os consultores do GSC-VCDHB, 1991, com base em comparações de riscos e consequências estabeleceram um risco aceitável de falha de 0,001 para pontes padrão, e 0,0001 para pontes críticas. A Figura 1 a seguir ilustra o risco de falha de projetos de engenharia *versus* a consequência da falha.

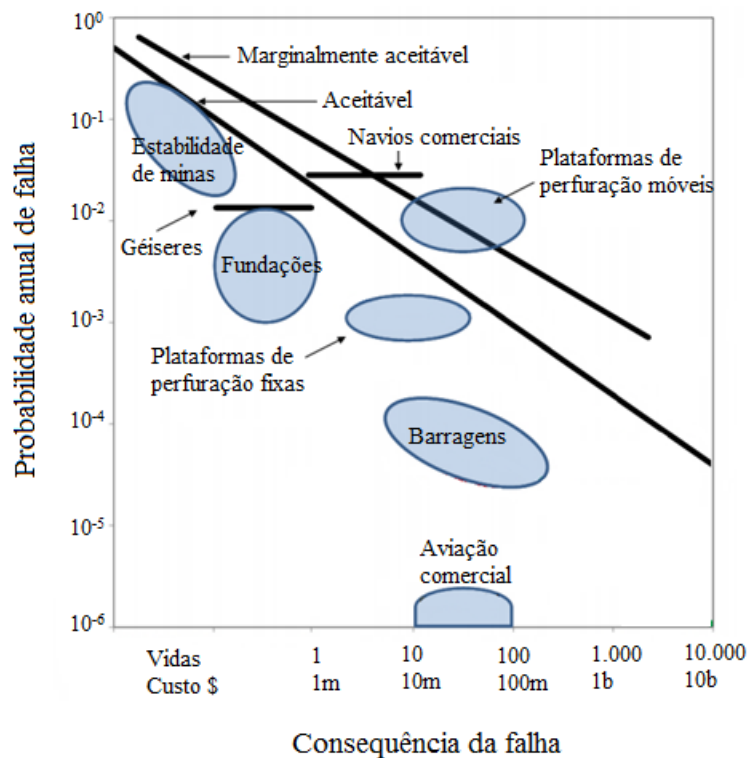


Figura 1– Risco de falha de projetos de engenharia.
Fonte: Whitman(1984).

2.1.5. Definição da embarcação-tipo

A norma americana recomenda três métodos para a determinação da embarcação-tipo a ser adotada para o projeto da estrutura de proteção, chamados Métodos I, II e III. O Método I, o mais simples dos três, deve ser utilizado onde: (i) o tráfego aquaviário consiste quase

exclusivamente por barcas de águas fluviais; (ii) a variedade de embarcações de diferentes dimensões é muito pouca; em outras palavras, as embarcações que trafegam pela hidrovia são em maioria muito parecidas em capacidade de carga; (iii) locais onde dados de caracterização do tráfego são desconhecidos ou de difícil obtenção. Neste método, adota-se como embarcação-tipo aquela em que o número passagens anuais de embarcações maiores seja até 5% do total ou 50 passagens para pontes críticas e 10% do total ou 200 passagens para pontes padrão.

O Método II, no guia americano, é adotado como o método padrão a ser utilizado em todos os casos, exceto naqueles explicitados como adequados ao Método I e ao Método III. Baseia-se numa análise probabilística que requer uma maior quantidade de dados para ser implementado. Este método faz uso de um modelo matemático ideal que descreve o tráfego de embarcações sob a ponte e estima a probabilidade de colapso da ponte devido à colisão. Deve ser utilizado em situações que exigem o cumprimento do critério de aceitação de risco definido em 2.1.5.

O Método III utiliza uma análise que leva em conta o custo-benefício da escolha da embarcação-tipo, e deve ser utilizado em casos em que não seja economicamente ou tecnicamente viável atender aos critérios do risco aceitável de falha do Método II. Uma situação como esta pode ser o caso de pontes que cruzam hidrovias com grandes larguras, de forma que vários pilares estejam expostos a colisões de embarcações.

2.1.6. Determinação da velocidade de impacto de dimensionamento

A velocidade de impacto de dimensionamento é obtida levando-se em consideração a velocidade típica da embarcação, a distância do pilar à linha central do canal de navegação e o comprimento de fora a fora. A velocidade típica representa a velocidade da embarcação sob condições normais de tempo e visibilidade. Com o auxílio do gráfico disposto na Figura 2, obtém-se a velocidade de impacto de dimensionamento.

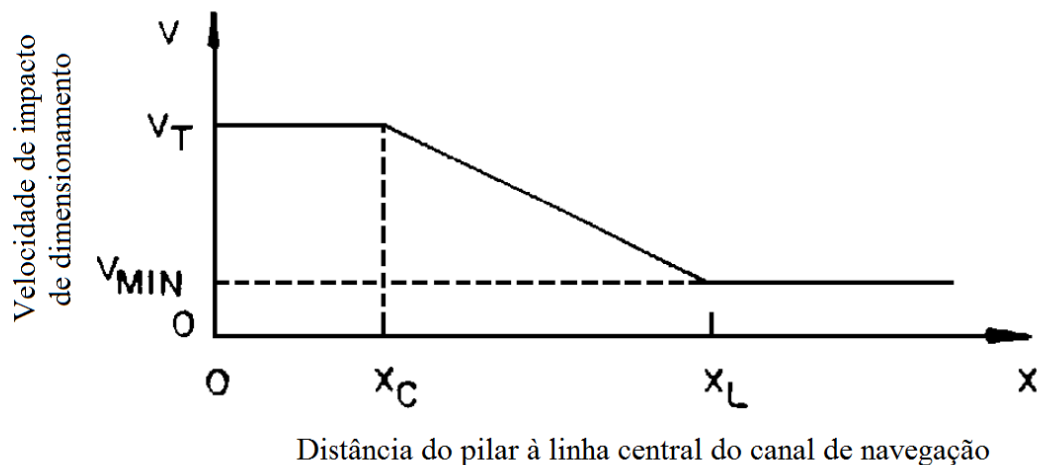


Figura 2 – Determinação da velocidade de impacto de dimensionamento
Fonte: AASHTO (1991).

Onde,

V_T = velocidade típica da embarcação

V_{MIN} = velocidade de impacto de dimensionamento mínima

x = distância do pilar à linha central do canal de navegação

x_C = distância do limite do canal de navegação à linha central

x_L = distância de 3x o comprimento de fora a fora a partir da linha central do canal de navegação

2.2. Energia de impacto

As estruturas de proteção podem ser dimensionadas a partir da energia de impacto ou da força de impacto equivalente. A energia envolvida na colisão corresponde à energia cinética da embarcação:

$$E_c = \frac{m \cdot v^2}{2}$$

Onde,

m = massa da embarcação, em kg

v = velocidade, em m/s

O guia americano GSC-VCDHB (AASHTO, 1991) considera ainda um fator de massa hidrodinâmica, C_H , que leva em conta a massa de água que circunda e se move junto da embarcação. Para que a energia associada ao movimento desta massa seja contabilizada, o fator C_H deve majorar a energia de colisão em:

$$C_H = \begin{cases} 1,05, & \text{para } x_q \geq 0,5 \cdot \text{calado} \\ 1,25, & \text{para } x_q < 0,1 \cdot \text{calado} \end{cases}$$

Onde,

x_q = distância vertical do fundo da embarcação ao fundo do canal.

Para x_q com valores intermediários, o fator C_H pode ser interpolado.

Existem três possibilidades a se considerar com relação a quanto da energia do impacto deve ser absorvida pelo sistema de proteção:

- Toda a energia é absorvida pela estrutura de proteção: a energia cinética é absorvida em forma de deformações elásticas e plásticas da estrutura de proteção, causando significativo estrago à estrutura.
- Toda a energia é absorvida pela embarcação: a energia cinética é totalmente absorvida por deformações elásticas e plásticas na estrutura da embarcação. Neste caso a estrutura de proteção seria dimensionada para suportar o impacto da colisão sem deformações ou danos significativos.
- A energia é absorvida em parte pela estrutura de proteção e em parte pela embarcação: a energia cinética é absorvida por deformações de ambas as estruturas – da proteção e da embarcação.

A escolha da melhor hipótese a ser adotada para o dimensionamento fica a cargo do julgamento dos projetistas, uma vez que, para cada situação, uma determinada opção pode apresentar-se mais coerente. Isto deve variar em função do tipo de proteção a ser adotada, o custo e a vida útil da mesma, a embarcação-tipo adotada para o dimensionamento, o tipo de carga mais frequentemente transportada pela hidrovia – possibilidade ou não de vazamento da carga e contaminação do corpo d'água devido aos danos provocados pela colisão, entre outros.

2.3.Determinação da força de impacto

A definição de uma formulação para a determinação das forças de impactos envolvidas na colisão de uma embarcação com a estrutura de proteção é bastante complexa, por depender de muitas variáveis um tanto difíceis de serem equacionadas.

Alguns parâmetros influentes são as características da embarcação como o tipo da embarcação, a tonelagem, a velocidade, o formato da embarcação, o formato e a rigidez da proa e do casco, e o nível da água de lastro. Temos também as características da estrutura de proteção, sejam elas: seu formato, dimensões, massa, característica dos materiais como rigidez, resistência, entre outros. Também são influentes a profundidade da água no canal e a excentricidade da colisão. Como a estrutura de proteção deve ser dimensionada para a colisão mais catastrófica, que é a colisão frontal, as colisões laterais ou excêntricas não serão aqui analisadas. As forças associadas a colisões excêntricas ou laterais são menores, por haver dissipação de energia por meio de rotação e imposição de movimento à embarcação, e por estarem associadas a velocidades de impacto menores.

Outro aspecto a ser considerado é o fato de que as forças devido a uma colisão são de natureza dinâmica e oscilam no tempo. Existe um pico da magnitude da força em um determinado instante. É necessário estabelecer, portanto, uma força estática equivalente.

Alguns modelos matemáticos foram desenvolvidos até o presente momento com o intuito de se estimar as forças de impacto da colisão de uma embarcação com uma estrutura fixa. As divergências entre os modelos desenvolvidos até então são bastante significativas. A extensiva maioria, no entanto, trabalhou com a hipótese básica e ideal de uma colisão da embarcação com uma parede infinitamente rígida e indeslocável.

Devido às grandes diferenças de geometria e estrutura entre navios e barcaças, as forças de impacto devido às suas colisões são estudadas separadamente. A maioria absoluta dos estudos e modelos desenvolvidos até então abordaram colisões de navios, e poucas pesquisas sobre os efeitos de colisões envolvendo barcaças estão disponíveis na literatura.

Lembrando que, seja para o dimensionamento de um pilar resistente a colisão de embarcação, seja para o dimensionamento de uma proteção para o pilar, o passo-a-passo aqui abordado, os conceitos importantes e o cálculo da energia e força de impacto são os mesmos. A força de impacto, de natureza dinâmica e variável em função tanto das características da embarcação e

como das características da estrutura com a qual ele colide, vem sendo estudada por vários autores, não existindo ainda novas formulações consolidadas que considerem estes fatores. No entanto, todos os códigos e normas internacionais adotam formulações que, ainda, não levam em conta tais fatores.

2.3.1. Força de impacto devido à colisão de navio

Pedersen (1993) destacou as contribuições mais significativas acerca do assunto. Entre as contribuições citadas estão alguns modelos desenvolvidos nos EUA, Japão e alguns países da Europa. Possivelmente o mais conhecido e pioneiro estudo tenha sido o desenvolvido por Minorsky (1959), em que foi trazida uma relação entre volume de aço deformado e a energia de impacto absorvida, através da investigação de 26 colisões entre dois navios. A motivação do estudo era preocupação com os navios movidos a propulsão nuclear de forma a evitar o sério dano ambiental de contaminação radioativa devido a uma colisão. Woisin, entre 1967 a 1976 desenvolveu uma série de testes, também relacionados à proteção dos navios a propulsão nuclear, que mais tarde levou ao desenvolvimento da formulação utilizada pela norma americana.

Uma série de estudos sobre colisões frontais com estruturas fixas, para fins de dimensionamento de pontes, foram desenvolvidas a partir dos citados anteriormente.

Woison em 1970 (*apud* LARSEN, 1993) estabeleceu uma equação para força de impacto média, utilizada para o dimensionamento contra colisão da ponte:

$$P_0 = \frac{v^{2/3} \cdot L^2}{1100}$$

Onde

P_0 = força de impacto média (MN)

V = velocidade da embarcação (m/s)

L = comprimento da embarcação (m)

Juntamente com o desenvolvimento do projeto da ponte Great Bell, na Dinamarca, as forças de colisão foram investigadas por Woison, que concluiu que para embarcações com DWT (abreviatura do inglês *deadweight tonnage*, muito utilizada, refere-se ao deslocamento em toneladas) entre 40.000 e 160.000 as forças de impacto seriam proporcionais à $DWT^{1/2}$ e que

embarcações entre 160.000 e 250.000 seriam proporcionais a $DWT^{2/3}$, extrapolando a curva para embarcações menores que 40.000 DWT.

Um tempo depois, Saul e Svensson (1981) através de análises dos resultados obtidos por Woisin propuseram uma modificação a partir da formulação que levou a:

$$P = 0,88 \cdot DWT^{1/2} \pm 50\%$$

Em 1980, o acidente na ponte Sunshine Skyway, nos EUA, motivou pesquisas acerca do tema da proteção de pontes contra colisões para a criação de uma norma reguladora para uso nos projetos de pontes, que desencadeou no já mencionado *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges*, 1991. (GSC-VCDHB)O documento desenvolvido principalmente por Michael A. Knott como consultor. Utilizando uma fração que representa 70% da densidade de probabilidade, o que representa o aumento de 11% da força de impacto média considerada e incluindo o fator $v/8$ que leva em consideração diferentes velocidades entre 8 e 16 nós, chegou-se a:

$$F = 0,122 \cdot DWT^{1/2} \cdot v$$

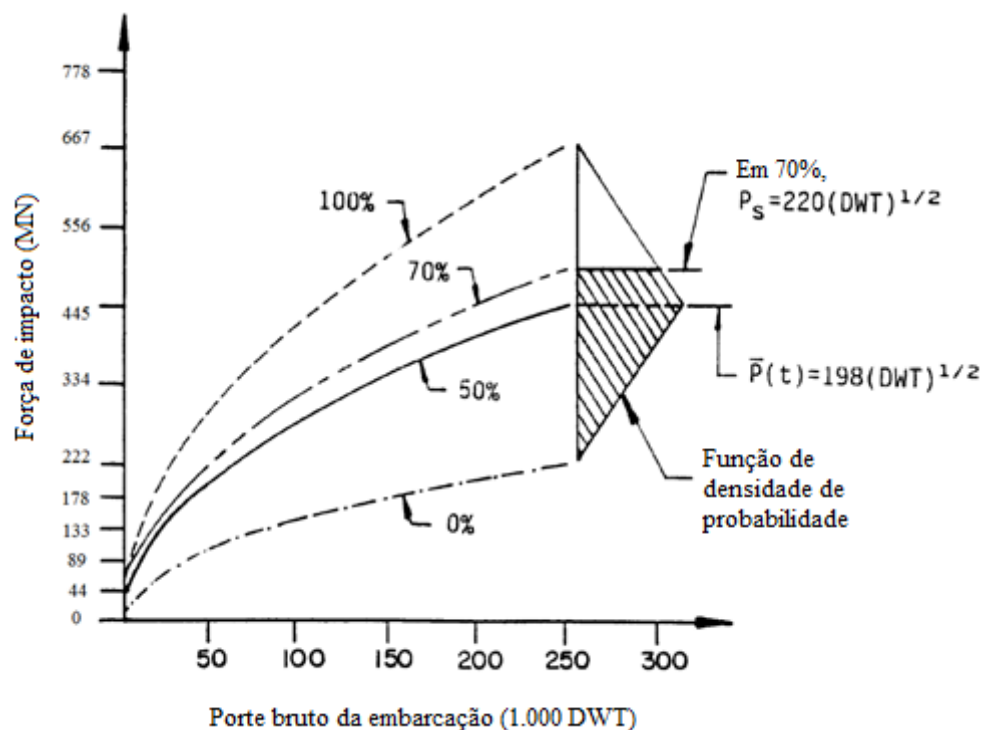


Figura 3– Função de densidade de probabilidade da força de impacto em função do porte da embarcação.

Fonte: AASHTO, 1991.

Pedersen (1993) também desenvolveu uma fórmula para estimar a força de impacto devido a embarcações variando de 500 DWT a 300.000 DWT, seja ela:

$$F = \begin{cases} F_0 \cdot \bar{F} [\bar{E}_{imp} + (5,0 - \bar{L}) \cdot \bar{L}^{1,6}]^{0,5}, & \text{para } \bar{E}_{imp} \geq \bar{L}^{2,6} \\ 2,24 \cdot F_0 \cdot [\bar{E}_{imp} \cdot \bar{L}]^{0,5}, & \text{para } \bar{E}_{imp} < \bar{L}^{2,6} \end{cases}$$

Onde

$$\bar{E}_{imp} = \frac{E_{imp}}{1425}, \quad E_{imp} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2, \quad \bar{L} = \frac{L_{pp}}{275}e$$

F = força de colisão máxima, MN

F₀ = força de colisão de referência de 210 MN

E_{imp} = energia absorvida por deformações plásticas

L_{pp} = comprimento da embarcação, m

m_x = massa acrescida de 5%

V₀ = velocidade inicial da embarcação, m/s.

No Eurocode (1998, 2002), a força devido ao impacto é estimada como:

$$F = v \cdot \sqrt{K \cdot M}$$

Comparações das formulações existentes e modelagem com Método dos Elementos Finitos – Wang et al. (2006, 2012)

Devido à diversidade de formulações propostas para a estimativa da força estática equivalente devido à colisão, Wang (2006, 2012) desenvolveu dois estudos em que são comparadas as principais formulações existentes com modelagens em Elementos Finitos.

· Wang, Yan e Qian (2006)

No trabalho de Wang, Yan e Qian (2006) foi feita uma modelagem utilizando o Método dos Elementos Finitos e a comparação dos resultados desta com a de 4 formulações – são elas: da AASHTO (1991), de Pedersen (1993), do Eurocode (1998), e da norma chinesa *General Code for Design of Railway Bridges and Culverts* (TB10002.1-1999).

Utilizando o software LS-DYNA, foi feita a modelagem de um navio de porte bruto de 50.000 t com deslocamento máximo de 62.000 t. O comprimento do navio é de 186,65 m, largura de 26,3 m, pontal de 19,5 m e calado de 12 m. A proa do navio foi modelada com material elasto-plásticos, com malha de 10 cm e 90.731 elementos. As outras partes do navio foram modeladas em elementos rígidos, num total de 16.306 elementos.

O cálculo da força gerada pela colisão é calculado pelo software a partir da deformação de cada nó, por:

$$F = k \cdot \delta$$

Onde:

k = constante elástica e δ = deformação.

E foi também considerado o efeito da taxa de deformação do modelo de Cowper-Symonds:

$$\sigma_y = \left[1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C} \right)^{1/p} \right] \cdot (\sigma_0 + \beta E_p \varepsilon_{eff}^p)$$

Onde,

σ_y = tensão cinética;

$\dot{\varepsilon}$ = taxa de deformação;

σ_0 = tensão inicial de escoamento;

C e p são parâmetros do modelo em função do material. C = 40,5 e p = 5,0 para aço baixo carbono;

$\beta E_p \varepsilon_{eff}^p$ = incremento da tensão de escoamento do material.

Foi simulada uma colisão deste navio com uma parede rígida. Posteriormente, simulou-se a colisão do navio com a infraestrutura de um pilar com fundação em estaca e uma placa de concreto de 6,5 m.

Como a força é de natureza dinâmica, possuindo variações no tempo, os autores questionaram a definição de força estática equivalente, propondo a possibilidade de três equivalências: a do pico máximo, a do pico local e a do pico global, ilustrados na Figura 4.

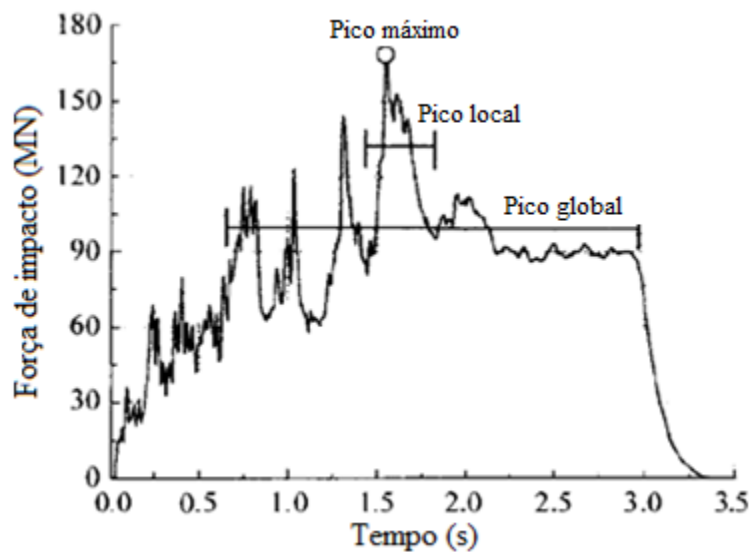


Figura 4 – As três possibilidades pico de força estática equivalente: pico máximo, pico local e pico global.

Fonte: Wang, Yan e Qian (2006).

As principais conclusões a que chegaram os autores foram:

- As divergências entre os valores gerados pela simulação e pelas 4 formulações das normas comparadas foram grandes, e que devido à complexidade na determinação da força, as equações devem ser revistas e melhores definidas para cada situação/parâmetro.
- Em geral, as equações utilizadas pelas normas abordadas são mais adequadas para estruturas com fundações massivas, como tubulões. Em estruturas com fundação em estacas, as formulações não trazem resultados tão próximos da realidade.
- A geometria da estrutura altera significativamente a força gerada na colisão, e este fator deveria ser introduzido às formulações.

· Wang, Bu e Cao (2012)

No trabalho de Wang, Bu e Cao (2012), foram comparadas as 4 formulações – AASHTO (1991, 2009), Pedersen (1993), Eurocode (2002) e a norma chinesa (TB1002.1-2005) com as modelagens desenvolvidas em MEF para navios com 4 portes: 3.000, 5.000, 10.000 e 50.000 toneladas. Foi proposta uma regressão para a determinação de uma função que estime força estática equivalente e um fator de modificação de geometria, que leva em consideração a geometria da estrutura com a qual a embarcação colide.

Assim como no trabalho de 2006, a modelagem foi feita no software LS-DYNA e foi utilizado o modelo da taxa de deformação do modelo de Cowper-Symonds.

A Tabela 1 abaixo reúne as características dos navios modelados. Para todos eles, foi considerado módulo de elasticidade de $2,1 \cdot 10^5$ MPa, coeficiente de Poisson 0,3, tensão de escoamento de 235 MPa e coeficiente de atrito entre os elementos dentro do navio de 0,3.

Tabela 1 – Características dos navios modelados

Características	Navio 1	Navio 2	Navio 3	Navio 4
DWT (t)	50.000	12.000	5.000	3.000
Deslocamento (t)	62.000	16.700	6.710	3.962
Comprimento, L (m)	182	128	94	83
Largura, B (m)	32,26	22,40	16,80	16,20
Calado, d (m)	12,2	7,8	6,1	2,8
Altura da proa, H _s (m)	20	12	11	7

Fonte: Wang, Bu e Cao (2012).

A força estática equivalente a ser considerada, uma vez que a força é de natureza dinâmica e varia no tempo, é tomada como:

$$F = F_i(p_i)$$

Onde p_i = frequência acumulada de valores de $F(t)$ para $F(t) < F_i$. Se $p_i = p_0 = 1$, então

$$F = F_{m\acute{a}x}$$

Em outras palavras, o valor de $F_i(p_i)$ é tal que a probabilidade de $F(t)$ ser menor ou igual F_i é igual a p_i . Tomou-se dois possibilidades: $F_1 = F_i(p_i = p_0 = 1) = F_{m\acute{a}x}$ e $F_2 = F_i(p_i = 0,95)$. A Figura 5 ilustra os dois valores tomados para a força estática equivalente.

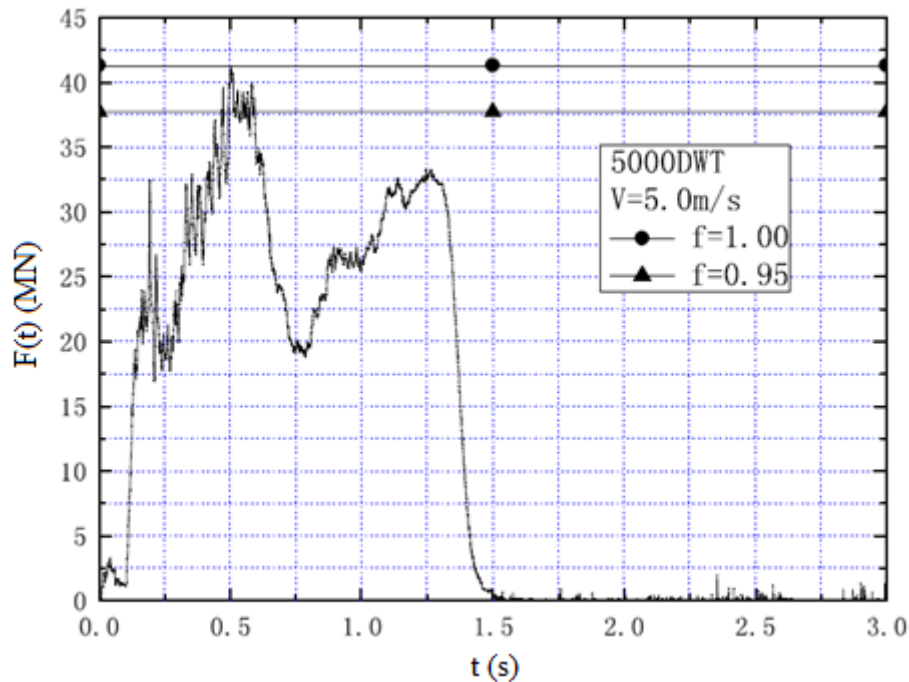


Figura 5 – Demonstração da definição da força estática equivalente (F)
 Fonte: Wang, Bu e Cao(2012).

Formulação para a força estática equivalente (F)

Foi analisada a simulação de colisões com as embarcações de 3.000 t, 5.000 t, 10.000 t e 50.000 t contra uma parede infinitamente rígida. Os autores observaram que F poderia ser descrito através de $y = a \cdot x^b$, sendo $a = \alpha \cdot v$ e $x^b = DWT^\beta$, onde α e β foram obtidos por regressão numérica para F_1 e F_2 . Sendo assim, a força estática equivalente é dada por:

$$F = \alpha \cdot DWT^\beta \cdot v$$

E os valores obtidos para α e β estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros α e β .

F	α	β
F ₁	0,055	0,60
F ₂	0,050	0,60

Fonte: Wang, Bu e Cao(2012).

Fator de modificação de geometria, r

O fator de modificação de geometria foi definido como

$$r = \frac{F_{rec}}{F_{rig}}$$

Onde F_{rig} = força de colisão na parede perfeitamente rígida e F_{rec} = força de colisão num bloco de formato retangular, de modo que a força estática equivalente passar a ser:

$$F = r \cdot \alpha \cdot DWT^\beta \cdot v$$

Os valores discretos de r, obtidos através de $r = \frac{F_{rec}}{F_{rig}}$, foram plotados em função de H/H_s , como ilustrado na Figura 6. O valor de r deve aproximar-se da unidade conforme $H =$ a altura do bloco retangular aproxima-se de $H_s =$ altura da proa do navio.

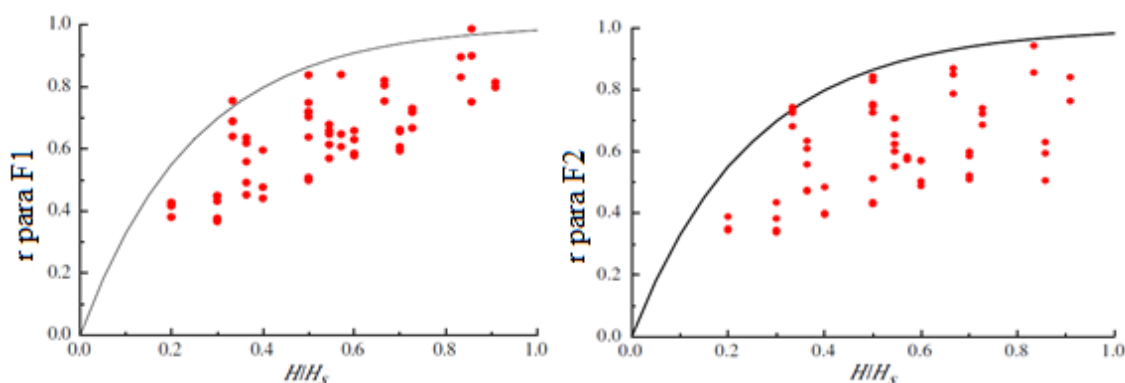


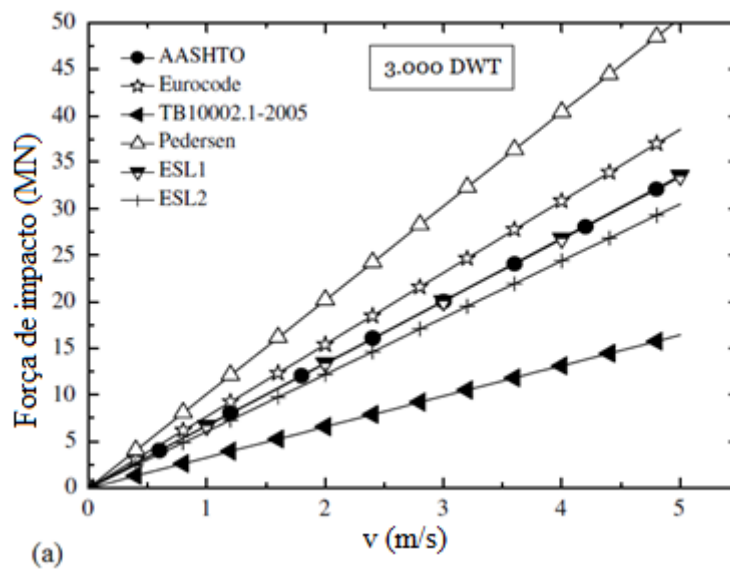
Figura 6 – Valores de r em função de H/H_s
 Fonte: Wang, Bu e Cao(2012).

A função que definiria o valor de r foi, portanto, proposta da seguinte forma:

$$r = \begin{cases} 1,0 - e^{-c.H/H_s}, & \text{para } H/H_s \leq 1 \\ 1,0, & \text{para } H/H_s > 1 \end{cases}$$

Comparações entre as fórmulas e conclusões

Estão ilustradas na Figura 7 (a) e 7 (b) a seguir a comparação entre as diferentes fórmulas. Há considerável divergência entre elas, sendo a fórmula de Pedersen (1993) a mais conservadora, enquanto a chinesa (TB1002.1-2005) fornece os valores mais baixos. As outras apresentaram resultados mais próximos entre si. Percebe-se ainda que para a embarcação de menor porte, as fórmulas para F_1 e F_2 propostas geraram valores menores que a fórmula da AASHTO, e conforme o porte da embarcação aumenta, chegando em 50.000 t, os valores de F_1 e F_2 trazem resultados maiores do que aqueles obtidos pela formulação da AASHTO.



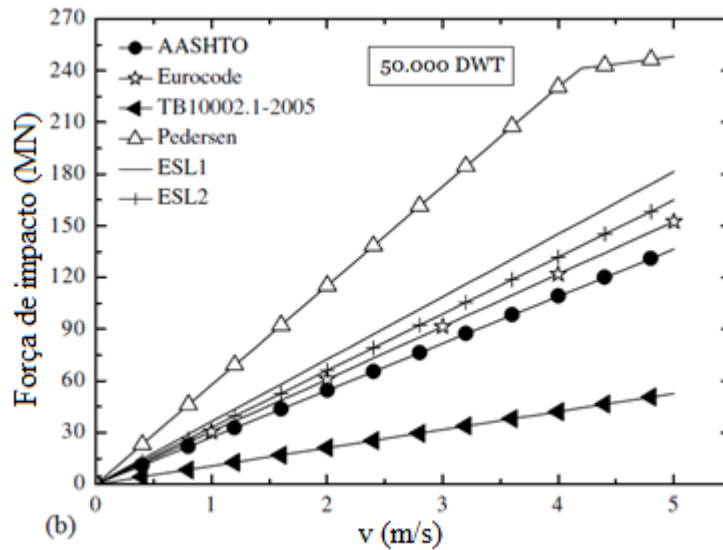


Figura 7 – Resultados da força estática equivalente pelas diferentes fórmulas. (a) Porte bruto de 3.000 t (b) Porte bruto de 50.000 t.
 Fonte: Wang, Bu e Cao(2012).

2.3.2. Força de impacto devido à colisão de barçaça

Conforme mencionado anteriormente, os estudos sobre a força de impacto equivalente devido a colisão de barçaças são muito menos numerosos. A equação adotada nas normas de vários países foi desenvolvida através de uma pesquisa conduzida por Meir-Dornberg na Alemanha Ocidental em 1983. Foram realizados experimentos e estudos teóricos a fim de se compreender melhor a força de impacto e as deformações envolvidas quando barçaças colidem com entradas de eclusas e pilares de pontes,

$$F = \begin{cases} 60 \cdot a_B, & \text{para } a_B < 1 \\ 6 + 1,6 \cdot a_B, & \text{para } a_B \geq 1 \end{cases}$$

Onde

F = força equivalente de impacto, em MN

a_B = comprimento do dano à barçaça, definido a seguir.

Dentre as poucas pesquisas desenvolvidas acerca da força de impacto em pilares devido a colisões de barçaças, estão os estudos desenvolvidos por Consolazio e Cowan. (2003, 2005).

Num estudo publicado em 2003, Consolazio e Cowan utilizaram modelagem em elementos finitos pelo código ADINA para avaliar as relações de força e deformação simulando diferentes cenários de colisões entre barcaças e pilares.

Os resultados obtidos das simulações das colisões de barcaças com o pilar de seção circular estão demonstrados na Figura 8(a). As forças atuantes no pilar apresentaram um aumento gradativo conforme o aumento da deformação na embarcação.

Na Figura 8(b), são apresentados os valores para o pilar em formato quadrado, demonstrando a discrepância entre resultados para o pilar de seção quadrada e o pilar circular. No caso do pilar de seção quadrada, as forças atingiram valores muito próximos do máximo logo de início, e posteriormente conforme o aumento da deformação, seguiram aumentando lenta e gradativamente, demonstrando, em média, maiores valores do que para os pilares de seção circular.

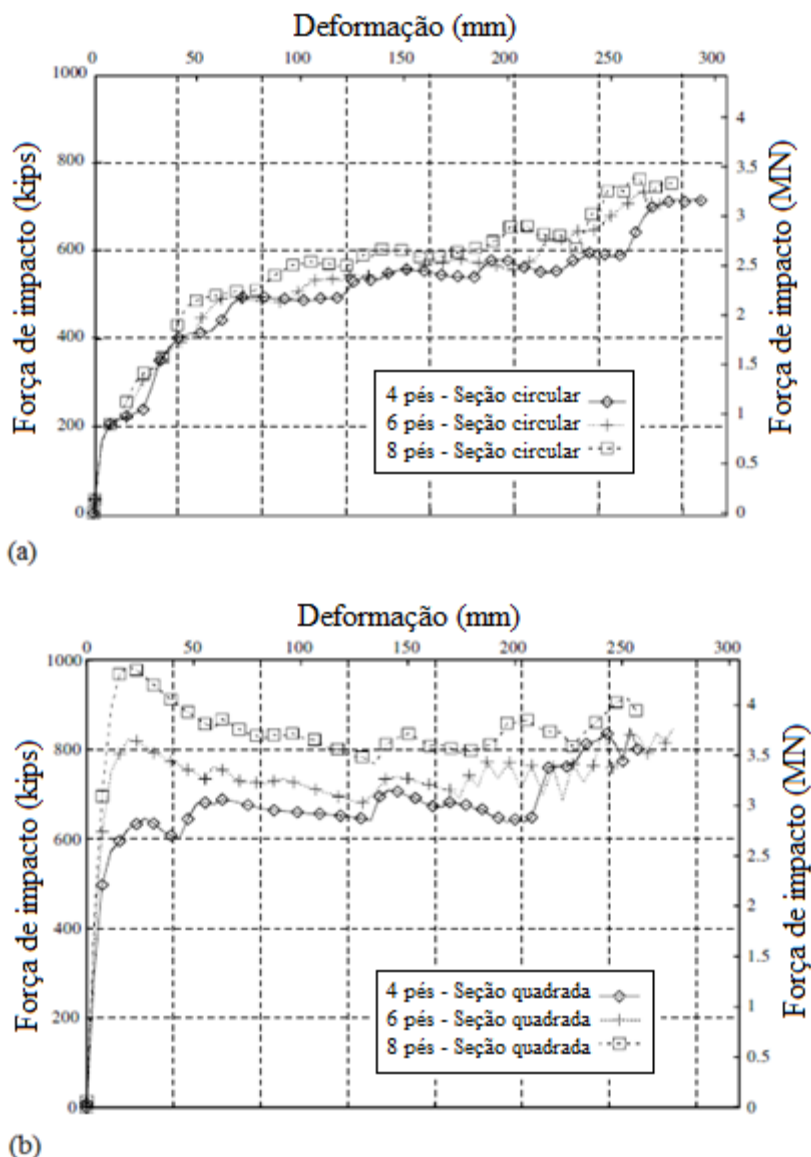


Figura 8 – Força de impacto devido à colisão da barcaça nos pilares. (a) Pilar com seção circular; (b) Pilar com seção quadrada.

Fonte: Consolazio e Cowan (2003).

Consolazio observa que, na colisão com o pilar de seção circular, a deformação da proa da barcaça concentra-se numa pequena área, mais próxima à área inicial de contato, de forma que apenas esta parte da proa e os elementos imediatamente adjacentes a esta pequena área geram resistência significativa ao impacto. Já no caso do pilar de seção quadrada, onde a área de contato é plana, imediatamente todos os elementos da face frontal do pilar entram em contato com a embarcação no momento da colisão, apresentando resistência à deformação e gerando uma resposta mais rígida em comparação ao pilar de seção circular.

A Figura 9 a seguir apresenta as forças de impacto na colisão com pilares de seção circular, pilares de seção quadrada e a formulação adotada pela AASHTO, para fins de comparação. Consolazio constata que, apesar de se fazerem necessários mais estudos, principalmente acerca das estruturas das barcaças, os resultados apresentados sugerem que o modelo adotado pela AASHTO se mostra significativamente conservador, e uma revisão da formulação seria adequada.

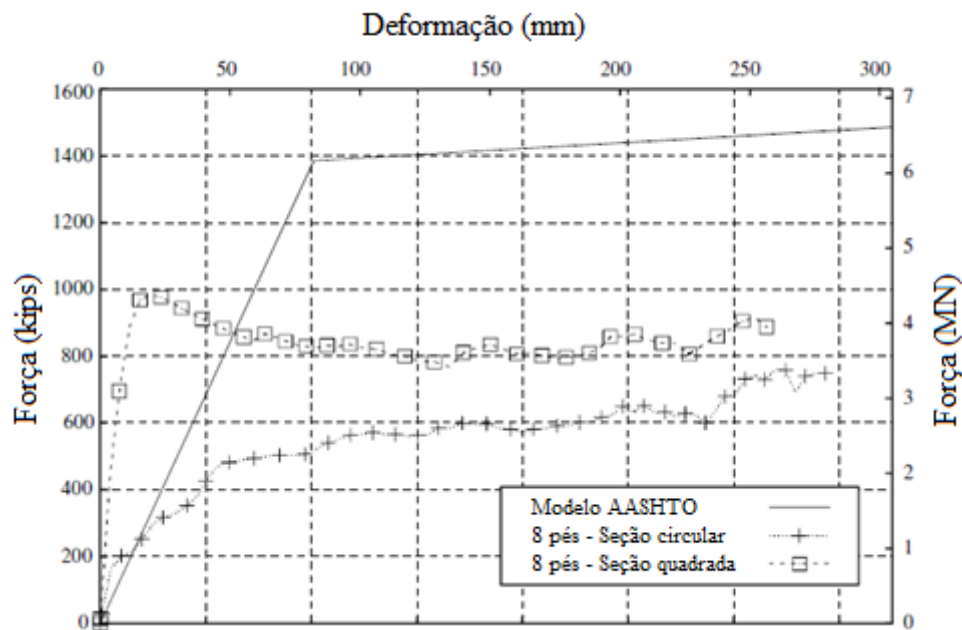


Figura 9 – Comparação entre as forças de impacto para os pilares de seção circular, seção quadrada e o modelo adotado pela AASHTO.

Fonte: Consolazio e Cowan (2003).

Posteriormente, Consolazio e Cowan (2005) realizaram um estudo envolvendo uma proposta de análise numérica dinâmica do problema da colisão de barcaça e pilar com regressão por métodos numéricos, facilmente implementável e que não requiere grandes esforços computacionais e que, ao final, é comparada com um outro programa validado de análise de pilares utilizado somente para casos específicos, que requer grande esforço computacional.

Através do procedimento computacional utilizado, foi possível levar em conta fatores como tipo de barcaça, massa da barcaça, velocidade de impacto, ângulo de impacto, rigidez, massa e geometria do pilar, e característica do solo. A análise envolve a união de um modelo de barcaça

com grau de liberdade único com uma análise dinâmica não-linear de pilar com múltiplos graus de liberdade. O comportamento da barcaça e do pilar são analisados separadamente em códigos de modelagem distintos, mas são conectados pela força de contato comum aos dois, conforme ilustrado na Figura 10.

Segundo Hendrix, 2003, e Consolazio *et al.* 2004 (*apud* Consolazio e Cowan, 2005), a depender da velocidade de impacto, do tipo da barcaça e da flexibilidade do pilar, pode ocorrer uma flutuação dinâmica do carregamento que se tenha carregamento com deformação plástica, descarregamento e subsequente carregamento de volta da proa. Este comportamento também foi representado no modelo.

2.4.Determinação da profundidade do dano na proa

2.4.1. Deformação na proa: navio

A profundidade da deformação na proa do navio em colisão contra estrutura rígida pode ser tomada como:

$$a_N = 1,54 \cdot \frac{E_N}{F}$$

Onde,

E_N = energia de impacto do navio, em MN.m

F = força de impacto equivalente, em MN.

O multiplicador de 1,54 deve-se à consideração de três fatores: $1,25 \cdot 1,11 \cdot 1,11$. Respectivamente, levam em conta o aumento da força de impacto média com a profundidade da deformação, o aumento da força de impacto devido à consideração de 70% na função de densidade de probabilidade e um aumento de 11% no valor da deformação para promover o mesmo nível de segurança àquele usado para estimar o valor de F.

2.4.2. Deformação na proa: barcaça

Também desenvolvida pelo mesmo estudo de Meir-Dornberg (1983), a profundidade do dano na proa para barcaças é dada por:

$$a_B = (1 + 0,13 \cdot E_B)^{1/2} - 1$$

Onde,

a_B = profundidade do dano à barcaça, em m.

E_B = energia de impacto da barcaça, em MN.m

3. COLISÕES EMBARCAÇÃO-PILAR DE PONTE NO BRASIL E NO MUNDO

Recentemente, em março de 2014, após a colisão de uma barcaça com um dos pilares da Ponte sobre o Rio Moju, no Pará, um trecho da ponte colapsou, interrompendo a principal forma de acesso à região sudeste do Pará. Localizada a cerca de 120 km da capital do estado, a ponte fazia parte da Alça Viária do Pará, um complexo de vias de ligação entre Belém e o interior do estado. O acidente, que felizmente não gerou fatalidades, trouxe transtornos à região, onde agora a travessia tem que ser feita por balsas. Um ano e dez meses após o acidente, a população ainda aguarda a entrega da ponte reparada. A previsão de entrega é para dezembro de 2015.



Figura 10– Ponte sobre o Rio Moju após colisão de balsa com um dos pilares da ponte, em março de 2014.

Fonte: Antônio Silva/Agência Pará. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pa/para/noticia/2015/01/no-pa-travessia-do-rio-moju-segue-prejudicada-por-queda-de-ponte.html>>

3.1. Grandes acidentes pelo mundo

O histórico deste tipo de evento, evidentemente, não se restringe ao Brasil. Em 1975 uma embarcação transportadora de minérios atingiu dois pilares da Ponte Tasman, em Hobart, Austrália, levando ao colapso três vãos da ponte, ou aproximadamente 126 metros. A embarcação naufragou e 15 pessoas morreram. A ponte foi reaberta quase três anos depois, a um custo de aproximadamente U\$ 44 milhões.

Em 1980, ocorreu a colisão na Ponte Sunshine Skyway, na Flórida, EUA, o acidente que fomentou o desenvolvimento da norma reguladora americana GSCVCDHB (AASHTO, 1991). Um graneleiro de 35.000 DWT colidiu com um pilar da ponte, destruindo o pilar e levando ao colapso quase 396 m da ponte em três vãos. Trinta e cinco pessoas morreram na ocasião.

A ponte, que na verdade era composta por dois trechos paralelos lado a lado, teve o trecho sul atingido e inutilizado. Inicialmente, a Sunshine Skyway havia sido concebida com apenas um dos trechos, em 1954, havendo sido acrescido posteriormente o trecho sul, em 1971, duplicando a vazão da ponte. Devido ao acidente, trecho norte teve que, precariamente, sustentar o tráfego das duas direções até que fosse solucionado o problema. Optou-se por não realizar o reparo do trecho danificado, mas construir uma nova ponte que substituiria os dois trechos. A Figura 11 abaixo mostra a nova Ponte Sunshine Skyway ao lado do que restou da antiga, que provavelmente estaria sendo removida.



Figura 11 – A nova Sunshine Skyway Bridge ao lado da antiga.

Fonte: Wikipedia. Disponível em:

<https://en.wikipedia.org/wiki/Sunshine_Skyway_Bridge#/media/File:Skyway_Bridge_3.jpg>

3.2. Estudo estatístico da hidrovia Tietê-Paraná

Segundo um estudo estatístico de acidentes em hidrovias realizada por Ferreira (2000), na qual foram coletados dados da hidrovia Tietê-Paraná de 1992 a 1998, do total de 47 acidentes registrados no período, 48% deles trataram-se de colisões. Destes, 60% referem-se a colisões contra pilares de pontes, ou seja, 14 colisões de embarcações com pilares de pontes na Hidrovia Tietê-Paraná nos anos de 1992 a 1998.

Ademais, todas estas colisões envolveram comboios empurra, ou seja, barcaças. Isto aponta para a importância do desenvolvimento de estudos referentes a colisões de barcaças, pois, conforme explanado anteriormente, a determinação da força de impacto devido à colisão é bastante diferente quanto à tipologia da embarcação, no caso, seja ela navio ou barcaça. A grande maioria dos estudos até então disponíveis na literatura sobre a determinação de força de impacto da colisão tratam de colisões de navios.

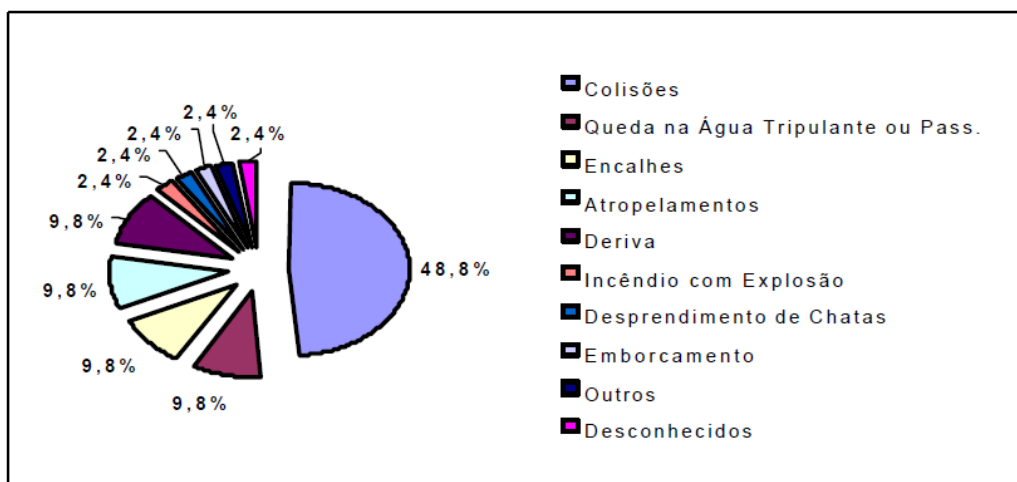


Figura 12– Distribuição dos tipos de acidentes
 Fonte: Ferreira (2000).

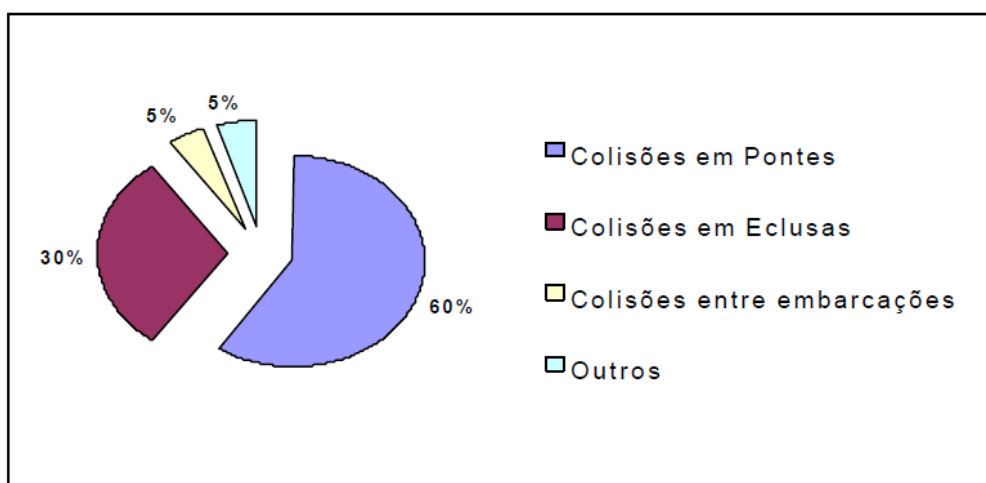


Figura 13 – Distribuição dos acidentes de colisão
 Fonte: Ferreira (2000).

3.3. Estudos estatísticos do PIANC Working Group 19

Manen e Frandsen (1998) apresentaram parte do trabalho realizado pelo PIANC Working Group 19, que em 1995 foi estabelecido para estudar o problema de colisões de embarcações com pilares de pontes. Foi realizado um levantamento destas colisões pelo mundo de 1960 a 1995, num total de 150 acidentes registrados na Alemanha, Bélgica, França, Holanda, Reino Unido, Suécia Japão e Estados Unidos.

A Figura 14 abaixo mostra a distribuição de anual todos os acidentes, de 1960 a 1995. Observa-se claramente uma grande tendência de aumento, a partir da década de 1970. No entanto, conforme sugerido por Ferreira (2000), é possível que o gráfico não reflita com exatidão a realidade deste aumento, uma vez que as colisões, principalmente as de pouca gravidade, possam ter passado a ser documentadas com mais rigor nas últimas décadas.

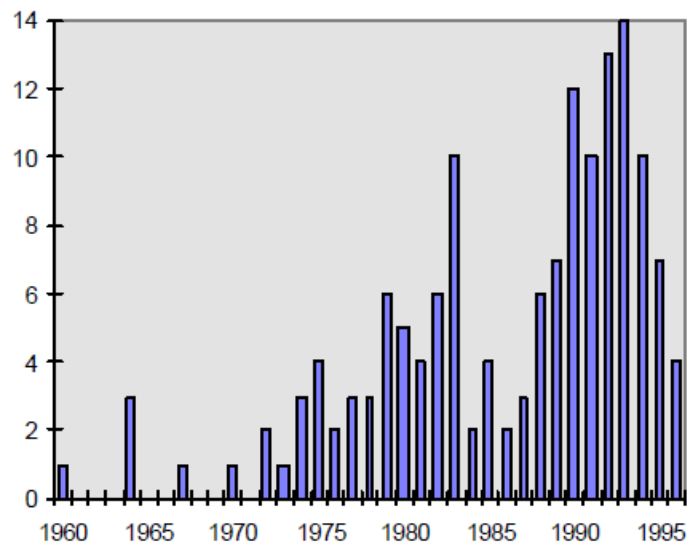


Figura 14 – Distribuição anual de todos os acidentes
Fonte: Ferreira (2000).

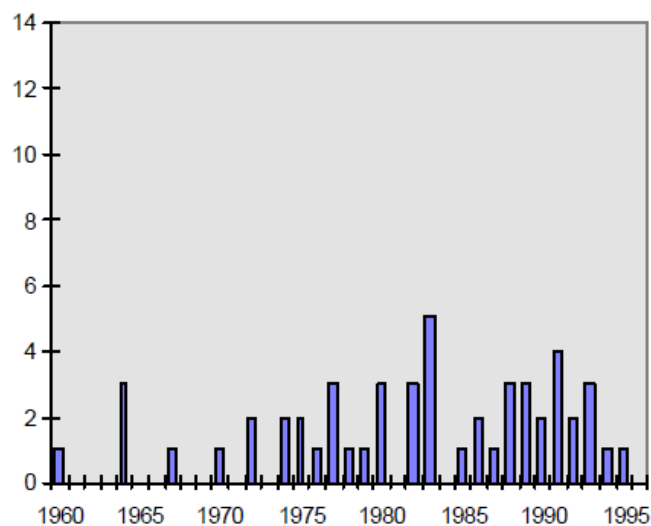


Figura 15 – Distribuição anual dos acidentes sérios.
Fonte: Ferreira (2000).

Subtraindo do grupo total as colisões ditas secundárias, que são aquelas que geraram prejuízos inferiores a U\$ 100.000,00, tem-se um total de 52 colisões, ditas sérias, representadas anualmente na Figura 15. Na Figura 16, foi representado o aumento do número médio de colisões sérias. Este número médio de colisões consiste na média dos acidentes registrados nos 10 anos que se encerram naquele ano.

Ressalta-se aqui que não foram encontradas pesquisas com data de publicação mais recente com reunião de dados deste tipo.

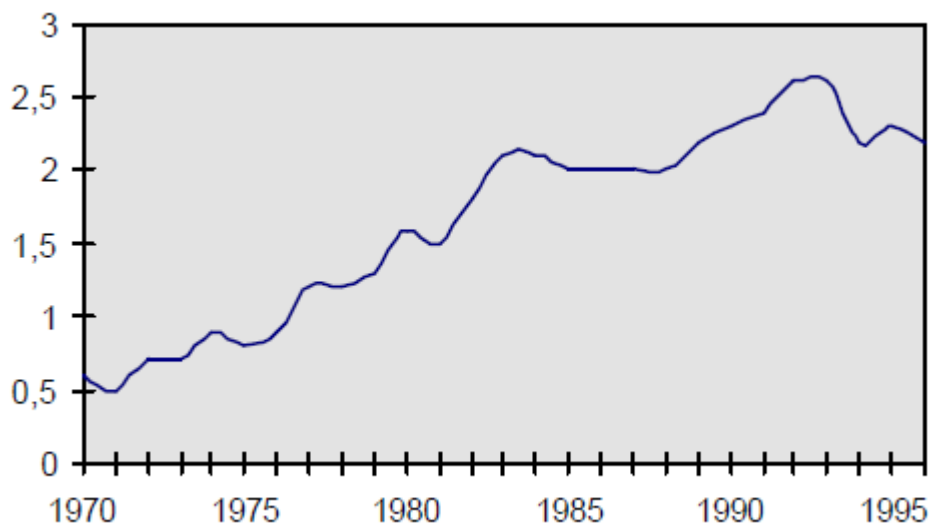


Figura 16 – Aumento do número médio de colisões sérias
Fonte: Ferreira (2000).

4. PRINCIPAIS SISTEMAS DE PROTEÇÃO DE PILARES NO ATUAL CONTEXTO BRASILEIRO

4.1. Definição e descrição dos principais sistemas

Nesta seção, serão definidos e explanados os três principais sistemas de proteção de pilares utilizados no Brasil devido à sua eficiência e adequabilidade. São eles: os sistemas em dolphins, os sistemas em estacas e os sistemas flutuantes.

Os dolphins e as estacas são sistemas fixos capazes de proporcionar proteção total aos pilares que protegem. Os sistemas flutuantes, apesar de parecerem mais frágeis e serem de fato mais adequados a proporcionar uma proteção parcial – ou seja, uma proteção capaz de suportar

colisões não-frontais e/ou colisões a baixas velocidades, ou absorver parte da energia no caso de uma colisão frontal – tem-se conhecimento de sistemas flutuantes dimensionados para parar embarcações de grande porte a altas velocidades, como é o caso, por exemplo, do sistema projetado para a Ponte Tasman (citado no item 4.2.3.)

O sistema de proteção do tipo ilha, provavelmente o mais eficaz de todos os sistemas, apesar de ser capaz de absorver grandes energias de impacto mantendo o pilar intacto e sem contato físico com a embarcação, não só é caro como possui aplicações limitadas, requerendo grande espaço ao redor do pilar, aumentando a velocidade da corrente e diminuindo a largura livre para o canal, sendo somente viáveis em caso de vãos muito extensos entre pilares, de forma a não comprometer a largura do canal de navegação.

4.1.1 Dolphins

Dolphin é uma estrutura tipicamente circular de grande diâmetro constituída por estacas tipo pranchas metálicas formando o perímetro, cravadas no solo até determinada profundidade e o interior preenchido com material granular, como areia ou brita (mais usual) ou concreto, solidarizados por uma laje rígida em concreto armado por cima. A ilustração de um dolphin típico está contida na Figura 17. Também é possível ter, no perímetro do dolphin, ao invés das pranchas metálicas cravadas no solo, uma laje de concreto armado. Neste caso, o dolphin pode ser apoiado num grande bloco maciço de concreto armado.

A energia da colisão é absorvida em forma de rotação, deslizamento e deformação do dolphin. Para prevenir o atrito aço-aço da embarcação com o as pranchas metálicas da estrutura, podem ser colocados para-choques de madeira ou borracha no perímetro do dolphin.

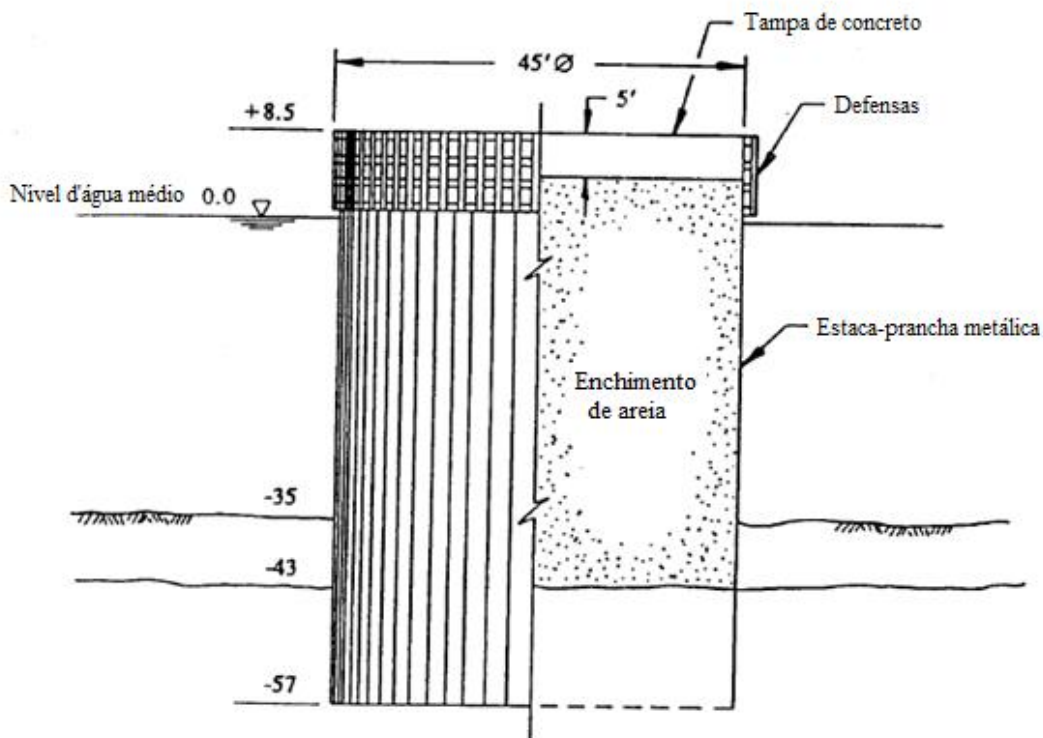


Figura 17 – Ilustração da estrutura típica de um dolfin.
 Fonte: AASHTO(1991).

Para o dimensionamento onde deformações plásticas do dolfin sejam permitidas, a norma americana (AASHTO, 1991) recomenda que a deformação máxima seja até 50% do diâmetro do dolfin. Ademais, é necessário assegurar que as pranchas metálicas sejam cravadas a uma profundidade tal que não sejam expostas ou empurradas para fora do solo em função da rotação do dolfin devido à colisão.

A Figura 18 abaixo mostra um dolfin submetido ao deslizamento e a rotação quando da colisão de uma embarcação.

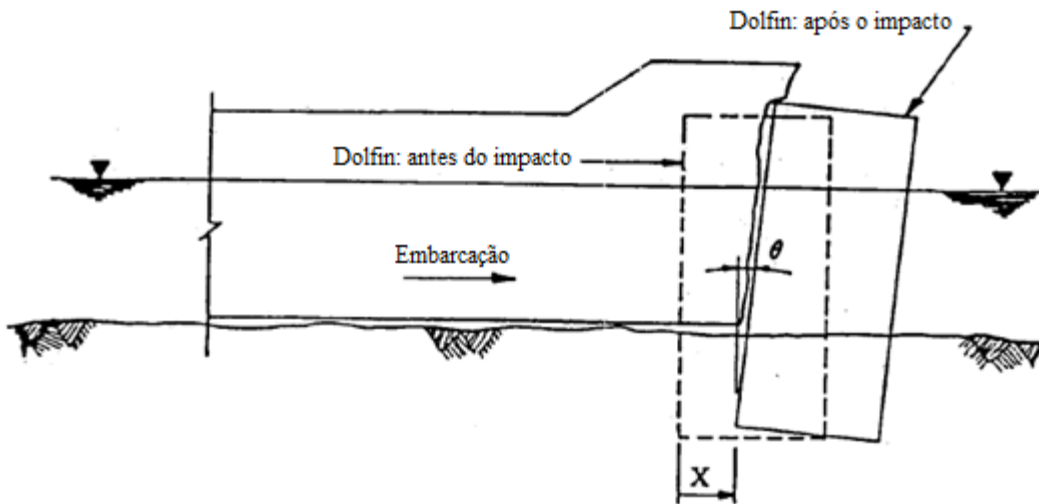


Figura 18 – Dolfin submetido a deslizamento e rotação.
 Fonte: AASHTO (1991).

Usualmente, os dolphins são dimensionados para resistirem a uma única colisão, absorvendo grande parte da energia e sofrendo grandes deformações, devendo ser substituídos caso venham a ser atingidos.

Englot (1988 apud AASHTO, 1991) identificou os seguintes aspectos sobre o comportamento dos dolphins de proteção da ponte Outerbridge, nos EUA, quando submetidos a colisões:

- As pranchas metálicas são submetidas a tração na face atingida pela embarcação, e na face oposta curvam-se ou quebram-se em compressão.
- As paredes metálicas deformam-se também por cisalhamento, na proporção do deslocamento da capa rígida por cima, que apesar de deslocar-se lateralmente, permanece intacta na sua essência.
- No impacto, a deformação localizada das pranchas metálicas causa compressão no lado interior, causando tensões nas travas internas. Com toda a deformação das placas, o deslizamento e a rotação do dolfin, o preenchimento interior de areia perde-se em parte, podendo trazer abaixo a capa de rígida. Englot observou este comportamento dos dolphins nas colisões de 1979 e 1987.

Sistema de proteção adotado na ponte Sunshine Skyway

Com o acidente na ponte Sunshine Skyway em 1980, seria necessário estudar as possibilidades para a instalação de proteções na nova ponte que seria erguida após a catástrofe. Segundo Knott (1983), que descreveu os principais pontos desta investigação em seu artigo, primeiramente, buscou-se determinar alguns requisitos operacionais para embarcações nas proximidades da ponte, tais como:

- Velocidade limite: baseado nas velocidades dos fluxos de marés, características da embarcação e recomendação de pilotos locais, estabeleceu-se o limite de 10 nós (5 m/s).
- Quantidade mínima de lastro: para assegurar estabilidade às embarcações, que, especialmente sob fortes ventos e condições adversas de navegação, podem perder sua estabilidade quando descarregadas. Em todas as 10 colisões de embarcações que já aconteceram nesta ponte, sendo 3 navios e 7 barcas, as embarcações estavam descarregadas e sem lastro.
- Requisitos climáticos: foi estabelecido a obrigatoriedade de 3,2 km de visibilidade a partir de uma hora antes da passagem da embarcação sob a ponte.

Baseado nos quesitos de eficácia, dano à embarcação, construtibilidade, custo-benefício, manutenção, segurança e impacto ambiental, alguns tipos de sistemas foram descartados do leque de possibilidades para o caso. Os sistemas descartados foram: sistema flutuante do tipo rede de cabos, sistema flutuante tipo obstáculo flutuante, sistema de estacas, sistemas de para-choques e ilhas submersas. Os sistemas considerados mais promissores para o caso foram os dolphins, as ilhas artificiais ou uma combinação destes dois. Optou-se pela utilização da combinação dos dois sistemas.

As ilhas artificiais seriam constituídas de núcleo de areia protegido contra ondas e ação da corrente por uma proteção do talude. A ilha é um sistema capaz de absorver grandes energias, sendo quase impossível que a embarcação venha a atingir ou danificar de algum modo o pilar. É praticamente livre de qualquer manutenção ao longo da vida útil, requerendo poucos reparos para após uma colisão. Além disso, como a ilha é uma proteção que permite mais tempo de interação da embarcação com o sistema até a completa parada, os danos à estrutura da embarcação são muito menores. Devido a estes fatores, a ilha foi escolhida para a proteção dos dois pilares adjacentes ao canal, sendo complementada pelos dolphins. O maior vão da ponte possuiria 366 metros, de modo que a largura do canal navegável não seria comprometida.

No sistema de ilha artificial, a energia da embarcação é absorvida pela deformação da ilha, pelo levantamento da embarcação conforme ela se desloca talude adentro, e pelo atrito do casco com a ilha.

Para os dolphins, dadas as condições do solo do local, a configuração de ruptura do e consequente dissipação de energia do seria por deslizamento. O deslocamento do dolphin e a duração do impacto foram calculados e estão representados na Figura 19. A Tabela 3 apresenta os valores de carga máxima e distância de deslizamento até a parada para os dolphins de diferentes diâmetros. A análise preliminar indicou que um grupo de 3 dolphins de 18,3 m de diâmetro seriam posicionados de cada lado dos pilares principais.

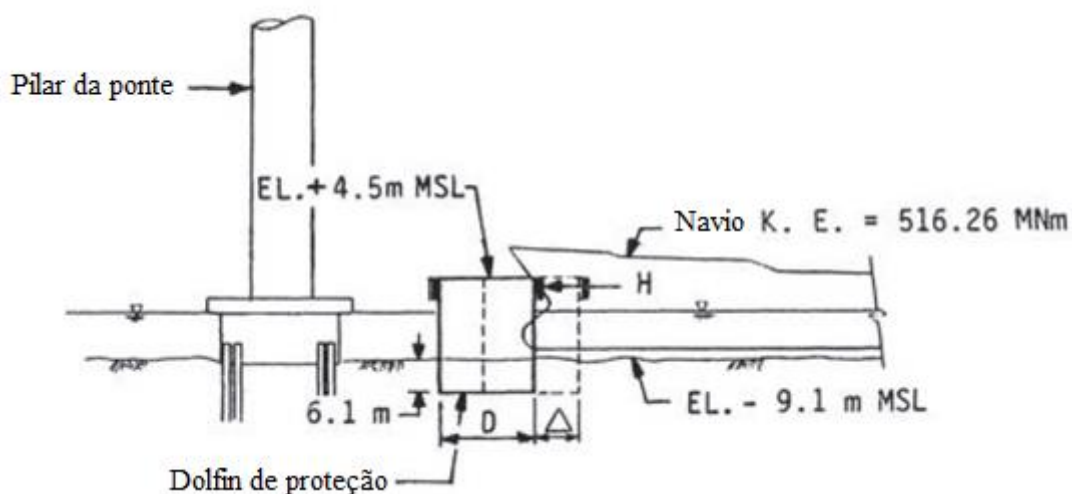


Figura 19 – Deslocamento do dolphin do projeto da Ponte Sunshine Skyway.
Fonte: Knott (1983).

Tabela 3 – Carga máxima e distância de deslizamento até a parada para os dolphins de diferentes diâmetros.

Diâmetro (m)	Carga máxima aproximada (MN)	Distância de parada aproximada (m)
12,2	28,9	18,3
18,3	54,7	9,5
24,4	88,5	6,1
30,5	129,4	4,0

Fonte: Knott (1983).

Devido ao ambiente potencialmente corrosivo, as pranchas metálicas seriam protegidas com material adequado.

A implementação da proteção de seis pilares da ponte Sunshine Skyway, além do aperfeiçoamento das condições de tráfego, da sinalização e sistema de aviso ao piloto, representaria 23 % do custo inicial da ponte. Reconhecidamente, trata-se de quantia significativa. O alto custo de uma proteção adequada para a ponte Sunshine Skyway deve-se ao aumento da probabilidade de uma colisão de embarcação considerada catastrófica com a ponte, o que resulta na necessidade do dimensionamento de proteções suficientemente robustas. O tráfego e o tamanho das embarcações que cruzam a Baía de Tampa continuam a crescer a cada ano até os dias de hoje, pois a indústria dos cruzeiros e transporte de cargas tem um enorme impacto na economia do local.

4.2.2 Estacas

O sistema de proteção em estacas é aqui definido como o sistema estrutural para proteção do pilar que possui suas fundações no leito do corpo d'água em estacas, e estrutura independente daquela do pilar.

As estacas podem ser de concreto, aço ou madeira, ou de uma associação desses materiais. O arranjo mais frequente é de uma estrutura em estacas circundando o pilar conectadas por uma capa rígida – um anel – que podem trabalhar como vigas ou vigas e lajes. As estacas podem ser verticais, absorvendo a energia através de esforços de flexão e cisalhamento, ou inclinadas, que absorvem também em forma de esforço axial.

Os sistemas de proteção em estacas podem ser dimensionados de modo a suportar energias de grande magnitude sem serem acometidas por grandes estragos que venham a necessitar a substituição inteira do sistema após uma colisão. Podem também ser dimensionados para a quebra das estacas e a perda total da estrutura, desde que a embarcação seja totalmente parada ou desviada de modo a não atingir o pilar. É possível que sejam previstos para-choques acoplados ao sistema de estacas para absorver mais energia da colisão. A necessidade ou viabilidade econômica destes para-choques vão depender da magnitude da energia de impacto,

e do custo-benefício associado. A energia da colisão é absorvida através de deformações plásticas e ruptura das estacas.

Um exemplo de proteção em estacas é o da Ponte Tromso, em Tromso, na Noruega. Originalmente, os pilares centrais eram protegidos por estacas em concreto armado com capacidade para proteger contra a colisão de uma embarcação de 10.000 DWT a uma velocidade de 1 nó. Ambos foram danificados em duas colisões e em 1961 e em 1963. Foram reconstruídos em 1962-1963 em estacas mistas de aço preenchidas com concreto, com capacidade para parar uma embarcação de 10.000 DWT a aproximadamente 1 nó (0,5 m/s). Posteriormente, devido à transferência da administração da ponte, as novas autoridades exigiram proteções mais fortes. Então, a estrutura de proteção, construída em 1975 em estacas de concreto armado unidas com anel de concreto armado foi dimensionada para parar uma embarcação com deslocamento total de 7.000 toneladas a 8 nós (4 m/s), e está ilustrada na Figura 20.

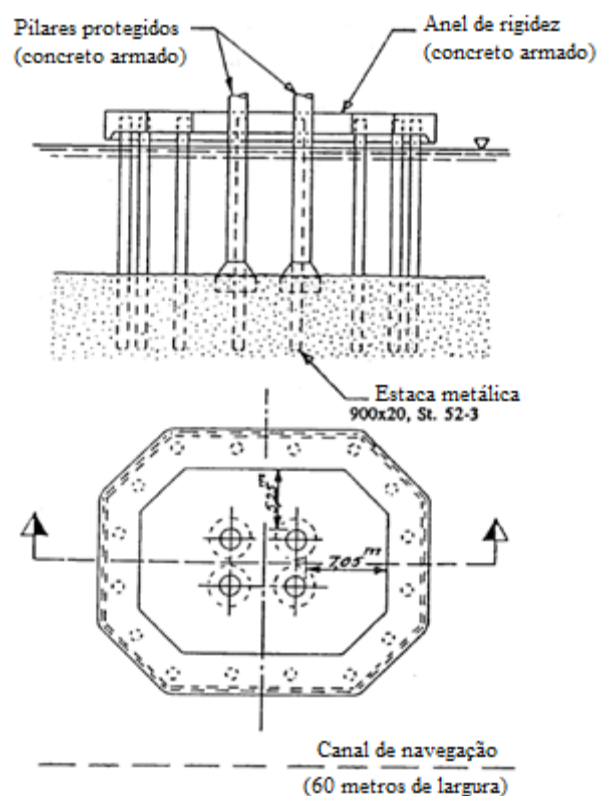


Figura 20 – Proteção em estacas da Ponte Tromso, em Tromso, Noruega.
Fonte: Tambs-Lyche (1983).



Figura 21 – Fotografia de 2006 da Ponte Tromso em Tromso, Noruega, e suas estacas de proteção.

Fonte: Wikipedia. Disponível em:

<https://en.wikipedia.org/wiki/Troms%C3%B8_Bridge#/media/File:Troms%C3%B8sund_bridge.jpg>

Outro exemplo de sistema de estaca é o que foi produzido no estudo para a Ponte Tasman, na Austrália. Maunsell *et al.* (1978) (*apud* AASHTO, 1991) avaliaram o sistema ilustrado nas Figura 22 e 23, que consistia em 10 estacas de concreto protendido unidas por uma viga rígida, projetadas para formar um mecanismo com formação de rótulas plásticas no topo e na base com o impacto de 35.000 DWT a 8 nós (4 m/s).

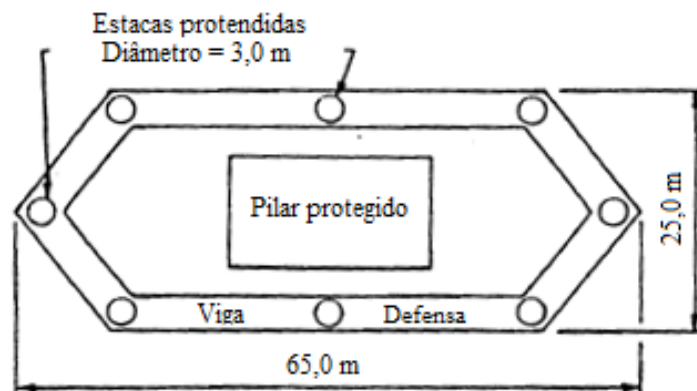


Figura 22 – Planta da proteção de pilar em estaca para a avaliação de sistemas para a Ponte Tasman, Austrália.

Fonte: AASHTO(1991).

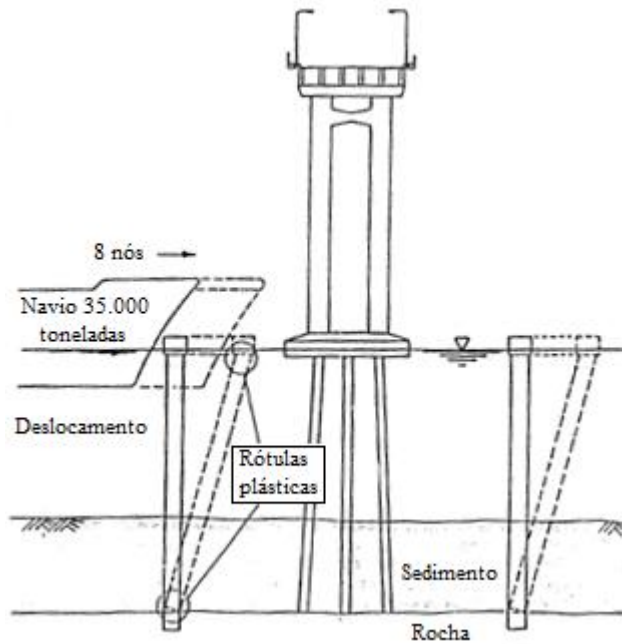


Figura 23 – Vista em corte da proteção de pilar em estaca e a formação de rótulas plásticas para a avaliação de sistemas para a Ponte Tasman, Austrália.

Fonte: AASHTO (1991).

4.2.3. Flutuantes

O sistema de proteção flutuante é uma opção vantajosa para locais onde os corpos d'água apresentam profundidades muito grandes, o que tornaria outros tipos de proteção menos economicamente viáveis.

O princípio básico do funcionamento da proteção flutuante é a admissão de absorção de energia por meio de grandes deformações e pequenas forças.

Podemos definir dois principais tipos de proteções flutuantes. São eles:

a) Sistemas de rede de cabos

Os sistemas de redes de cabos consistem em pontões ou boias ancorados no leito do corpo d'água interconectados por redes de cabos que interceptariam uma embarcação que avance na direção do pilar. Este tipo de sistema pode ser projetado para absorver toda a energia cinética da embarcação ou para redirecioná-la de volta à trajetória correta, absorvendo apenas parte da sua energia. Isto pode ser feito através do arranjo do posicionamento correto das boias, das ancoragens e de contrapesos.

O sistema de rede de cabos absorve a energia cinética da embarcação através da deformação dos cabos e do levantamento dos contrapesos.

Um exemplo de sistema de rede de cabos existente é o da Ponte Punta Penna Pizzone, em Taranto, na Itália, que possui dois vãos principais de navegação em águas de 12 m de profundidade. (SAUL e SVENSSON, 1983) O sistema foi projetado para suportar e parar uma embarcação de 15.000 DWT a uma velocidade de 6 nós (3 m/s), e é ilustrado na Figura 24 a seguir.

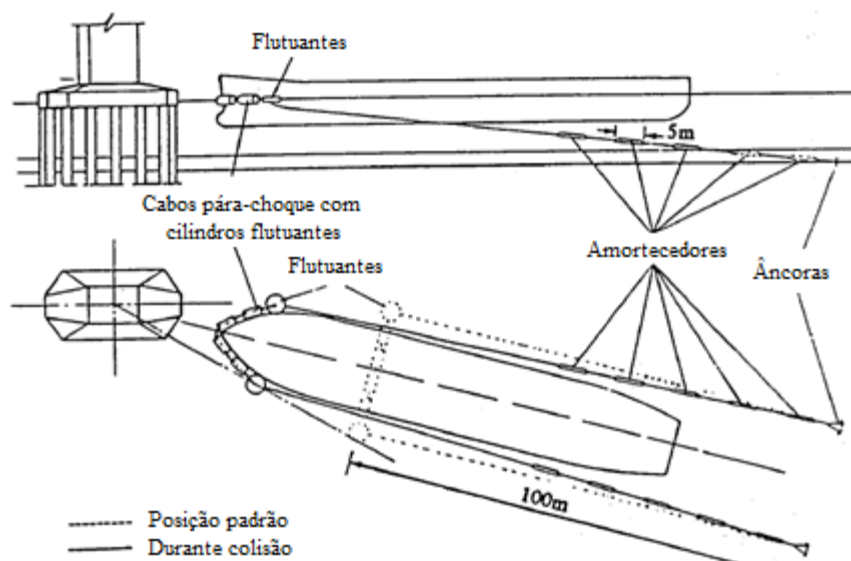


Figura 24 – Ilustração do sistema de proteção flutuante da Ponte Punta Pizzone, em Taranto, Itália.

Fonte:Saul e Svensson (1983).

Apesar de nunca haver sido executado, após a colisão na Ponte Tasman, na Austrália, Maunsell *et al.* (1978) (*apud* AASHTO, 1991) desenvolveram um sistema de rede de cabos elásticos projetado para reter uma embarcação de 35.000 DWT a uma velocidade de 7,8 nós (3,9 m/s).

b) Estruturas flutuantes ancoradas

O sistema de estruturas flutuantes ancoradas é constituído por estruturas flutuantes que são fixas em sua posição por meio das ancoragens, que podem ser por blocos, estacas ou outros métodos. A energia é absorvida através da deformação dos cabos, como no sistema de rede de cabos, podendo haver também para-choques que absorvam parte da energia na própria estrutura flutuante.

Nos sistemas flutuantes em geral, há de se ter uma preocupação especial com relação a corrosão dos cabos, que se encontram muito suscetíveis ao ataque de agentes corrosivos. Havendo grandes variações da profundidade da água, há que se fazer o ajuste dos cabos. A manutenção é, portanto, um aspecto a ser levado ainda mais a sério, em comparação aos outros sistemas de proteção. Caso haja grandes variações da profundidade em curtos espaços de tempo, o sistema de flutuantes pode passar a não ser recomendável, devido não somente à necessidade de ajuste dos cabos a todo momento, mas também devido à possibilidade de, entre variações, o flutuante encontrar-se em posicionamentos tais que ao invés de servirem como proteção aos pilares, passem a tornar-se obstáculos à navegação.

Uma desvantagem particular do sistema tipo rede de cabos é a preocupação com a possibilidade de a embarcação passar por cima das boias. Este risco pode ser minimizado tonificando os cabos envolvendo-o com fios de nylon, por exemplo, e acoplando aos cabos elementos cilíndricos de neoprene ou similares.

O sistema flutuante de proteção desenvolvido pelo IPT

Frente à constatação das grandes profundidades em que se situam grande parcela das pontes da hidrovía Tietê-Paraná, e do conseqüente alto custo associado à adoção de sistemas de proteção fixos, um sistema de proteção tipo flutuante foi desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, em conjunto com a Diretoria de Hidrovias e Desenvolvimento Regional da Companhia Energética de São Paulo – CESP. Este sistema é adotado atualmente em algumas pontes da Tietê-Paraná. O desenvolvimento deste sistema foi apresentado no artigo de Padovezi e Caltabeloti (2000), onde foram retratados o ensaio de um modelo de proteção flutuante em laboratório, em escala reduzida, o desenvolvimento de um modelo em Elementos Finitos e um ensaio com o sistema em escala real.

O modelo em escala reduzida em 1:20 era composto por módulos flutuantes, em aço, com duas bolinas, que são estruturas planas de aço fixadas ao fundo do casco por soldas – cada uma alinhada com um dos eixos do plano do flutuante em planta.

Foram realizados três ensaios: de resistência à correnteza; de medições de coeficientes de amortecimento dos módulos com diferentes alturas das bolinas para comparação; e o de colisão de um modelo de comboio fluvial com o flutuante. No ensaio de resistência à correnteza, foram comparados os desempenhos de um módulo flutuante com bolina e um sem bolina. Verificou-

se que o flutuante com as duas bolinas apresentou resistências à correnteza bastante maiores que o flutuante sem bolinas. Os ensaios de amortecimento consistiam em mover o flutuante para ré ou para vante e soltá-lo, observando sua oscilação, quantificando os coeficientes de amortecimento dos diferentes módulos. Foi observado um aumento no coeficiente de amortecimento dos módulos com bolina em relação ao módulo sem bolina, onde quanto maior a profundidade da bolina, maior o coeficiente de amortecimento. O ensaio de colisão foi feito com um modelo de comboio fluvial em escala proporcional ao módulo. Eram provocadas colisões do comboio em velocidade constante com o módulo flutuante, medindo-se a velocidade, o ângulo do choque e os deslocamentos máximos gerados pelo choque e as forças nos cabos de ancoragem do módulo. Comparando-se os resultados para a força total nas amarras para o módulo com e sem bolina, notaram-se menores forças no módulo com bolina. Também se constatou que a redução da força nas amarras devido às bolinas aumenta conforme cresce a energia da colisão. Ou seja, para colisões de baixas energias, a redução da força devido à bolina pode não ser tão significativa. Por outro lado, para colisões de grandes energias, a presença das bolinas reduz significativamente as forças nas amarras.

Foi feito, ainda, um modelo em Elementos Finitos do modelo flutuante com a bolina de maior de dimensão, a de 6 metros, para uma avaliação estrutural mais completa do comportamento do sistema. Nas condições de contorno da estrutura flutuante, foram simulados tirantes com elasticidade equivalente àquela das amarras mistas em correntes e cabos sintéticos.

No modelo, foram aplicadas pressões estáticas às bolinas (uma de cada vez), para simular o carregamento da colisão. Através da carga máxima devido às pressões para cada bolina, e assumindo que 50% da carga é absorvida pelo flutuante e 50% pelas bolinas, obteve-se a carga máxima do sistema, de 1.470 kN. Considerou-se um deslocamento do conjunto de 1,0 metro. Esta energia seria equivalente ao impacto de um comboio de 2.500 t com velocidade de 1,15 m/s.

Finalmente, foi feita uma série de ensaios de colisões em escala real no sistema instalado junto à ponte da rodovia SP-255 sobre o Rio Tietê. Os módulos e a embarcação foram instrumentados e o ensaio monitorado por um sistema de coordenadas. Evidentemente, por motivos de segurança, no ensaio em escala real não foram utilizadas altas velocidades de colisão, de forma que as energias envolvidas no ensaio seriam pequenas. O objetivo seria a comparação dos resultados obtidos no ensaio com às previsões na fase de projeto e com os modelos em escala reduzida. Foi observada uma boa coerência entre resultados, sendo confirmada a aplicabilidade

deste tipo de sistema de proteção flutuante e do efeito das bolinas no evento de uma colisão. As bolinas fazem com que o módulo tenda a ter deslocamentos verticais, absorvendo parcela da energia através desses deslocamentos, e conseqüentemente diminuindo os deslocamentos horizontais.

O autor destaca a eficácia do sistema, ressaltando, porém, que no caso específico, o sistema não foi projetado para suportar uma colisão frontal de comboios em altas velocidades.

4.2. Levantamento dos sistemas de proteção de pilares encontrados no Brasil

A fim de que, numa próxima etapa, seja possível tentar compreender melhor as particularidades e aplicabilidades de cada sistema no Brasil, foi realizada uma espécie de levantamento dos sistemas de proteção utilizados nas nossas pontes. A maioria delas foi obtida através de pesquisas fotográficas pela web, e algumas foram obtidas junto ao DNIT. Abaixo segue a descrição das pontes e suas proteções. As referências das fotografias encontram-se ao final do trabalho.

Os sistemas aqui denominados do tipo dolphins, estacas e flutuantes já foram previamente definidos e explanados neste trabalho. O sistema neste levantamento denominado como “defensas” refere-se a toda proteção que se apresenta fisicamente junto ao pilar, como um para-choque, não possuindo estrutura independente. As defensas, sejam elas, por exemplo, de borracha ou de madeira, podem ser instaladas até mesmo nas próprias proteções, o que não é raro.

1. Ponte Ayrton Senna

Via: BR-163, PR/MS

Sobre: Rio Paraná

Tipo de proteção: Defensas

Foto: Ahrana (1)



2. Ponte Profº Mauricio Joppert

Via: BR-267, MS/SP

Sobre: Rio Paraná

Tipo de proteção: Estacas

Foto: Ahrana (2)



3. Ponte Paulicéia-Brazilândia

Via: BR-158, MS/SP

Sobre: Rio Paraná

Tipo de proteção: Flutuantes

Foto: Ahrana (3)



4. Ponte Rodoferroviária Ferro-Norte

Via: Ferro-Norte, MS/SP

Sobre: Rio Paraná

Tipo de proteção: Estacas

Foto: Constran (4)



5. Ponte Hélio Serejo

Via: BR-267, MS/SP

Sobre: Rio Paraná

Tipo de proteção: Estacas

Foto: Ahrana (5)



6. Ponte São José dos Dourados

Via: SP-595

Sobre: Rio S. José dos Dourados

Tipo de proteção: Flutuantes

Foto: Ahrana (6)



7. Ponte na via SP-425

Via: SP-425

Sobre: Rio Tietê

Tipo de proteção: Flutuantes

Foto: Panoramio (7)



8. Ponte dos Barrageiros

Via: SP-595

Sobre: Rio Tietê

Tipo de proteção: Enrocamento

A ser executado Fonte: DNIT

9. Ponte Porto Ferrão

Via: SP-333

Sobre: Rio Tietê

Tipo de proteção: Flutuantes

A ser executado Fonte: DNIT

10. Ponte sobre R. Tietê em Barra Bonita

Via: SP-255

Sobre: Rio Tietê

Tipo de proteção: Dolphins

Foto: EGT Engenharia (8)



11. Ponte Ferroviária Ayrosa Galvão

Via: Linha Férrea

Sobre: Rio Tietê

Tipo de proteção: Dolphins

Foto: Veríssimo LTDA (9)



12. Ponte Darcy Castello de Mendonça

Via: ES-060, ES

Sobre: Baía de Vitória

Tipo de proteção: Enrocamento e estacas

Foto: Wikipedia (10)



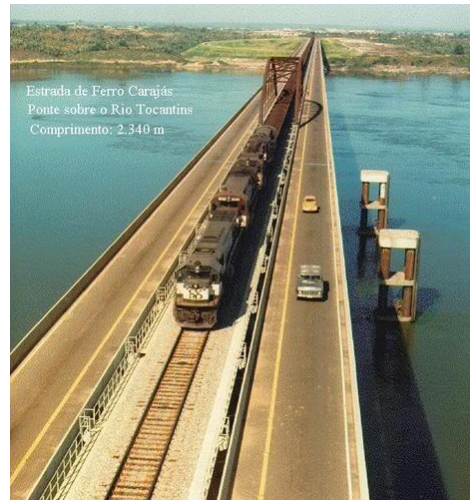
13. Ponte Mista de Marabá

Via: BR-155 e Estrada de ferro de Carajás

Sobre: Rio Tocantins

Tipo de proteção: Estacas

Foto: Skyscrapercity (11)



14. Ponte da Liberdade em Imperatriz

Via: TO-126

Sobre: Rio Tocantins

Tipo de proteção: Estacas

Foto: Panoramio (12)



15. Ponte Rio Negro

Via: AM-070

Sobre: Rio Negro

Tipo de proteção: Flutuantes

Foto: Estaleiro Erin (13)



16. Ponte Newton Navarro

Via: via urbana em Natal - RS

Sobre: Rio Potengi

Tipo de proteção: Defensas

Foto: Constremac Construções (14)



17. Ponte Rio-Niterói

Via: BR-101

Sobre: Baía de Guanabara

Tipo de proteção: Dolphins

Foto:Wikipedia (15)



Na Tabela 4 abaixo encontra-se um resumo das pontes e quais os seus respectivos sistemas de proteção:

Tabela 4 – Pontes e Sistemas de Proteção dos Pilares

Ponte	Sistema de Proteção
1. Ponte Ayrton Senna	Defensas
2. Ponte Prof. Maurício Joppert	Estacas
3. Ponte Paulicéia-Brazilândia	Flutuantes
4. Ponte Rodoferroviária Ferro-Norte	Estacas
5. Ponte Hélio Serejo	Estacas
6. Ponte São José dos Dourados	Flutuantes
7. Ponte dos Barrageiros	Enrocamento
8. Ponte Porto Ferrão	Flutuantes
9. Ponte em SP-425	Flutuantes
10. Ponte Barra Bonita	Dolphins
11. Ponte Ayrosa Galvão	Dolphins
12. Ponte Darcy Castello de Mendonça	Estacas e Enrocamento
13. Ponte Mista de Marabá	Estacas
14. Ponte da Liberdade em Imperatriz	Estacas
15. Ponte Rio Negro	Flutuantes
16. Ponte Newton Navarro	Defensas
17. Ponte Rio-Niterói	Dolphins

5. DESCRIÇÃO GERAL DA METODOLOGIA DE VERIFICAÇÃO

5.1. Verificação do sistema de dolphins

Dolphins são aqui definidos como os elementos de proteção contra colisões que funcionam majoritariamente como obstáculos de gravidade. Desta forma, são normalmente constituídos de grandes massas de material granular – areia ou enrocamento – contidas por paredes de estacas-prancha metálicas, paredes de concreto armado, ou, no caso de enrocamento, estacas de concreto armado com anéis de cintamento em diversos níveis. No caso dos dolphins com paredes de concreto armado, dependendo da constituição do solo de fundação, é possível que o dolphin seja simplesmente apoiado em bloco de concreto armado com a base alargada.

O dimensionamento de um dolphin deve partir da verificação de estabilidade do conjunto como corpo rígido ao deslizamento e ao tombamento, juntamente com a verificação da resistência do solo às tensões. Posteriormente, conforme o caso e aplicabilidade, devem ser analisadas a resistência ao cisalhamento do material de enchimento, do fecho das estacas-prancha, a resistência estrutural das estacas-prancha dos anéis de cintamento. Para o dimensionamento das paredes que vão conter o material de enchimento, sejam elas de estacas-prancha, estacas combinadas com anéis de cintamento ou paredes de concreto armado, estes elementos devem ser verificados quanto à pressão interna do dolphin.

A depender do terreno de fundação do elemento dolphin, pode ser necessária a verificação da resistência à tração e ao arrancamento das estacas do lado que recebe o impacto. No caso de fundação em rocha sã, conforme mencionado esta pode ser constituída por um grande bloco de concreto armado simplesmente apoiado na rocha e que, além de transmitir o peso do dolphin ao solo, também vai acrescentar na estabilidade do elemento por gravidade. Neste caso, deve ser verificada a resistência do solo de fundação, tanto para a determinação do diâmetro da base do bloco através da verificação das tensões na base como para a escolha da forma de verificação ao tombamento. Estas questões serão mais claramente elucidadas nos subitens a seguir.

5.1.1. Estabilidade ao deslizamento

A verificação ao deslizamento é bastante simples. O coeficiente de segurança ao deslizamento, CS_D , é a relação entre as forças de atrito induzidas pela estrutura de gravidade sobre as forças horizontais que tendem a induzir o deslizamento da estrutura.

As forças horizontais que tentam desestabilizar a estrutura quanto ao deslizamento é a força equivalente de impacto da colisão. Já as forças induzidas a agir contra este movimento tem-se a força de atrito entre a base e o a superfície de contato, o empuxo passivo do terreno e a resistência de bermas estabilizantes.

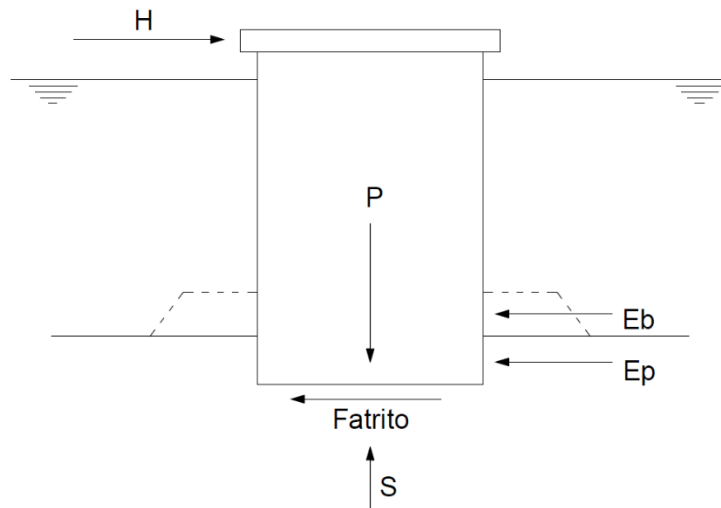


Figura 25 –Estabilidade ao deslizamento

Portanto,

$$CS_D = \frac{F_{at} + E_P + E_B}{\sum H}$$

De acordo com a recomendação de Mason em Obras Portuárias (Mason, 1981) o coeficiente de segurança ao deslizamento deve ser maior ou igual a 1,2.

$$CS_D \geq 1,2$$

5.1.2. Estabilidade ao tombamento

- Verificação tradicional ao tombamento

A estabilidade ao tombamento também pode ser verificada de forma elementar através do somatório dos momentos em relação ao ponto na extremidade da estrutura em contato com a superfície oposta à face atingida pela colisão.

As forças desestabilizante são: a força associada à colisão e a força devido ao diagrama de subpressão. A força estabilizante é o peso próprio do corpo.

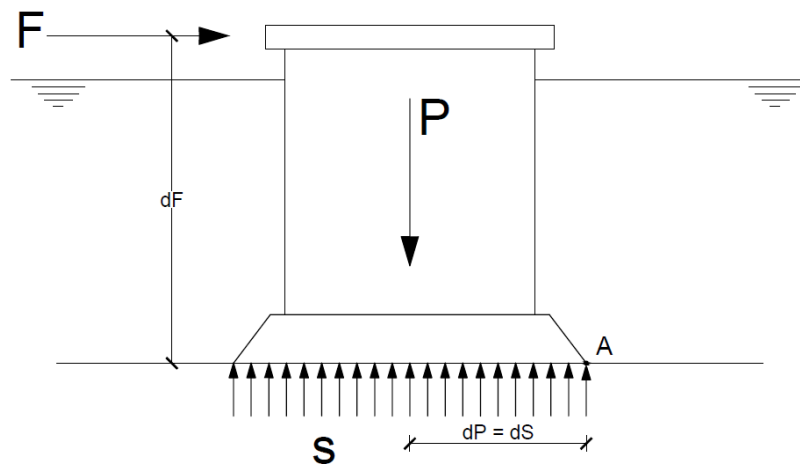


Figura 26 – Estabilidade ao tombamento

O coeficiente de segurança ao tombamento, CS_T , em torno do ponto A é dado por:

$$CS_T = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{tomb}}$$

Em geral, recomenda-se que para garantir a segurança ao tombamento tenha-se $CS_T \geq 1,4$.

· Outras formas de verificação ao tombamento

Alguns autores sugerem que a avaliação da estabilidade ao tombamento feito da maneira tradicional mais elementar pode, em alguns casos, não ser a mais indicada, trazendo resultados não tão favoráveis à segurança quanto outros métodos. Os métodos alternativos para esta verificação deste tipo de estrutura são o de Brinch Hansen e o Método de Cummings (*apud* Mason, 1981).

Uma das questões consideradas é que, devido à maior possibilidade de a rotação se dar em torno de um ponto no interior da base do dolfim, ao invés de se dar em torno do ponto A. O método de Brinch Hansen leva em consideração esta questão, uma vez que estuda o tombamento em torno de um ponto que se projeta dentro da base da estrutura, através de uma ruptura de base em forma de espiral logarítmica, onde são analisadas várias espirais de ruptura, determinadas as suas linhas de centro e escolhida a espiral crítica, como a mais desfavorável.

Conforme veremos adiante, como o terreno onde se encontra a proteção em dolfim analisado neste trabalho é em rocha, concluiu-se que a rotação se daria com mais possibilidade em torno do ponto A e, portanto, o método de Brinch Hansen não foi aplicado.

O método de Cummings admite a resistência ao cisalhamento no dolfim desenvolvida nos planos horizontais em um triângulo que forma um ângulo ϕ com a base. Desta forma, a resistência do corpo ao tombamento, analisada através deste método, é vinculada à esta resistência horizontal ao cisalhamento do material de enchimento, ao invés de seu peso próprio, assumindo outro valor. O método de Cummings é somente aplicável ao caso de estruturas celulares apoiadas em rocha ou terreno firme. A resistência chamada de R, horizontal ao cisalhamento, é calculada através do peso da seguinte forma:

$$R = Y(ac + c^2)$$

$$R = Yac + \frac{1}{2}(2Yc)c = R_1 + R_2$$

A Figura 27 abaixo ilustra a representação das forças R_1 e R_2 , e seu momento estabilizante em relação à base é:

$$M_R = \frac{c}{2}R_1 + \frac{c}{3}R_2$$

$$M_R = \frac{1}{2}Yac^2 + \frac{1}{3}Yc^2$$

Se o dolfim for construído de estacas-prancha metálicas com fecho, deve-se acrescentar ao momento estabilizante a parcela correspondente ao atrito dos fechos.

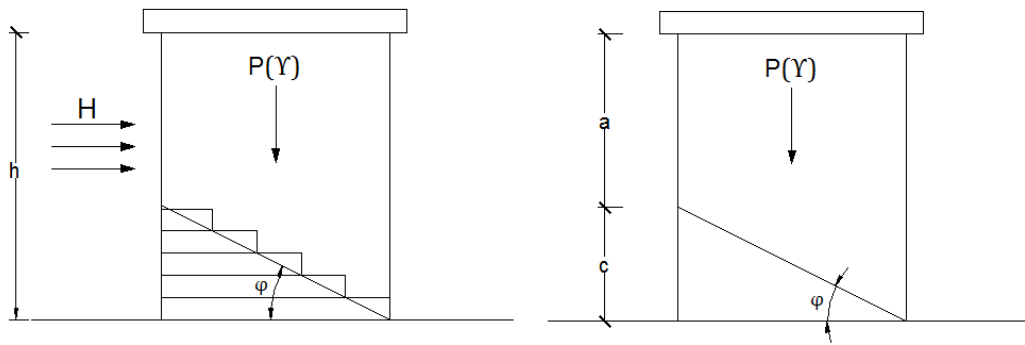


Figura 27 – Método de Cummings

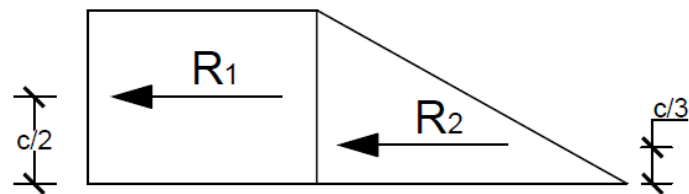


Figura 28 – Resistências R_1 e R_2 do método de Cummings

5.1.3. Verificação das tensões na base

A terceira verificação cabível ao elemento dolfin é a das tensões na sua base de apoio, de forma a assegurar que as tensões de compressão podem ser suportadas pelo solo. Já as tensões de tração, quando existirem, devem ser suportadas adequadamente pela armadura do bloco da base. Se for o caso do dolfin ser contido por estacas-prancha cravadas no terreno, deve-se verificar as estacas ao arrancamento devido às tensões de tração na face tracionada.

5.1.4. Resistência ao cisalhamento

Uma quarta configuração de ruptura do dolfin consiste na ruptura ao cisalhamento do material de enchimento, no momento em que o dolfin tenta tombar. Isto pode ser claramente visualizado para o caso de um dolfin de célula unitária:

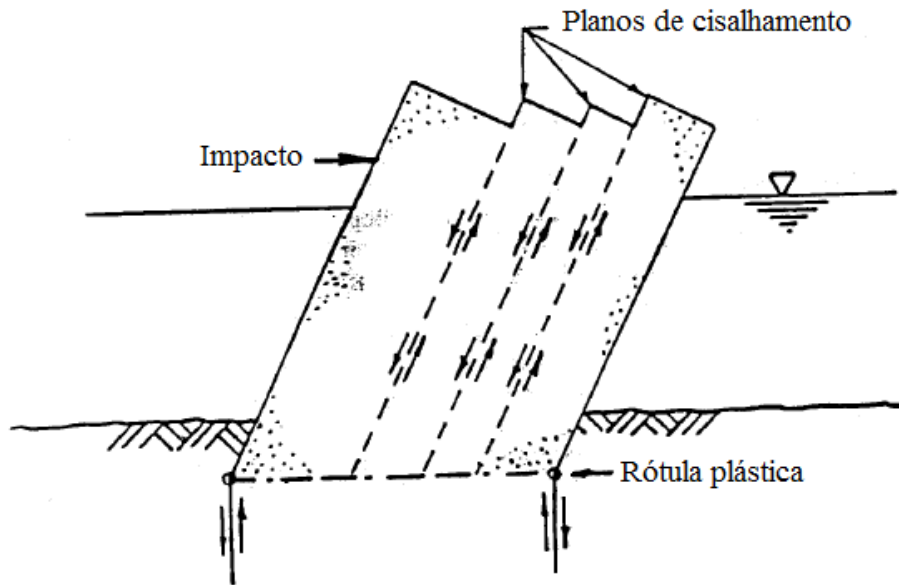


Figura 29 –Dolfin em ruptura por cisalhamento

Para garantir a estabilidade quanto a este aspecto, pode-se verificar a seção vertical central ao cisalhamento vertical V-V. À força de cisalhamento contrapõe-se a resistência de atrito mobilizada no material de enchimento, ao longo da seção. Dependendo das características da ligação estrutural entre as paredes do dolfin e a laje superior, pode-se contar também com a resistência ao cisalhamento da laje. No caso de dolfins circulares, construídos de estacas-prancha com fechos, existe uma outra parcela de resistência ao cisalhamento que pode ser mobilizada ao longo dos fechos de todas as pranchas e que redundará num momento estabilizante adicional contra o tombamento.

No caso do sistema em dolfins verificado neste trabalho, devido à existência de um anel rígido de concreto armado que envolve e conecta as duas células de dolfin, posterior e anterior, de forma a formar um só corpo, a estabilidade da estrutura à ruptura com este tipo de configuração por cisalhamento não é uma realidade, uma vez que, para isto, o anel rígido teria que ruir primeiro para permitir este cisalhamento, o que não se trata da estabilidade do corpo rígido, mas sim do dimensionamento adequado das paredes e vigas que compõem o anel de rigidez.

5.2. Verificação do sistema de estacas

5.2.1. Estabilidade ao deslizamento e tombamento

A estabilidade externa de um sistema de proteção em estacas estaria vinculada tanto à estabilidade ao deslizamento e tombamento da estrutura toda como corpo rígido, quanto à

garantia do funcionamento do engaste da estrutura no solo, ou ambos, a depender da característica predominante do solo de fundação. No caso de um solo em rocha firme, não faz sentido falar em deslizamento da estrutura como um corpo rígido, uma vez que, para isso, as estacas teriam que romper a rocha. Já o tombamento da estrutura, em se tratando das estacas inseridas em terreno rochoso, aconteceria vinculado ao rompimento das estacas na sua base, perto da rocha. Portanto, no caso da estrutura em questão, a estabilidade da mesma está baseada na capacidade das estacas de se manterem firmes após o impacto, ou seja, de que o engaste resista ao carregamento imposto. Portanto, a estabilidade desta estrutura depende da resistência ao momento atuante na base de engastamento das estacas.

6. VERIFICAÇÃO SISTEMA DOLFIN

6.1.Sistema de proteção da Ponte Ferroviária Ayrosa Galvão

A Ponte Ferroviária Ayrosa Galvão localiza-se próxima à região de Pederneiras, São Paulo, onde cruza o Rio Tietê no reservatório da usina e eclusa de Bariri. A ponte possui extensão de total de 922 metros incluindo os trechos em aterro.

Construída na década de 1960, a ponte era formada por 8 trechos de vigas contínuas, tendo o seu maior vão em torno de 43 metros (largura do canal de navegação de 35 metros).

Como parte dos investimentos na Hidrovia Tietê-Paraná para o incentivo do setor de transporte hidroviário, foi elaborado um projeto de ampliação do vão principal, e em conjunto o projeto da proteção dos novos pilares que delimitariam o novo canal de navegação. A ampliação do vão principal se deu através da substituição de três vãos por um único em estrutura metálica, ampliando o novo vão para 115,25 metros. Desta forma, o canal de navegação sob a ponte passa para 104,75 metros.

1.1.1. Características do rio

a. Limites operacionais

Limites operacionais de aproximação e transposição do vão navegável:

Velocidade do comboio na aproximação: 1 m/s + correnteza;

Ângulo máximo com o eixo do canal do comboio durante aproximação e resvalos: 15°.

b. Estudo hidrológico

Nível d'água máximo de 428,00 e nível mínimo de 426,50, o que dá uma variação de 1,50 metros. A profundidade da lâmina d'água adotada para o cálculo da proteção foi de 9,50 metros.

c. Leito do rio

De acordo com o relatório de sondagem, através de dois furos de sondagem mista de 16 metros de profundidade, foi identificado, abaixo de finas camadas de material de solo e de rocha muito alterado e extremamente fraturado, material rochoso classificado como basalto pouco alterado e medianamente fraturado.

1.1.2. Características geométricas da estrutura da ponte

a. Vão navegável

Vão navegável de 104,75 metros em estrutura metálica.

1.1.3. Descrição do comboio-tipo

O comboio-tipo é aquele com formação de 6 chatas padrão Tietê, dispostas em duas linhas lado a lado de três chatas, acrescido o empurrador. Cada chata possui 11,00 metros de boca e 60,00 metros de comprimento. As dimensões do comboio-tipo adotado estão dispostas na Tabela 5 e Figura 29 abaixo:

Tabela 5 – Dimensões do comboio-tipo

Comprimento com formação máxima (m)	200,00
Boca (largura) (m)	22,00
Calado máximo admitido (m)	3,00
Capacidade de carga (t)	9.730
Deslocamento máximo (t)	11.500

A geometria de proa da chata de carga da embarcação de projeto pode ser observada na Figura 9 abaixo:

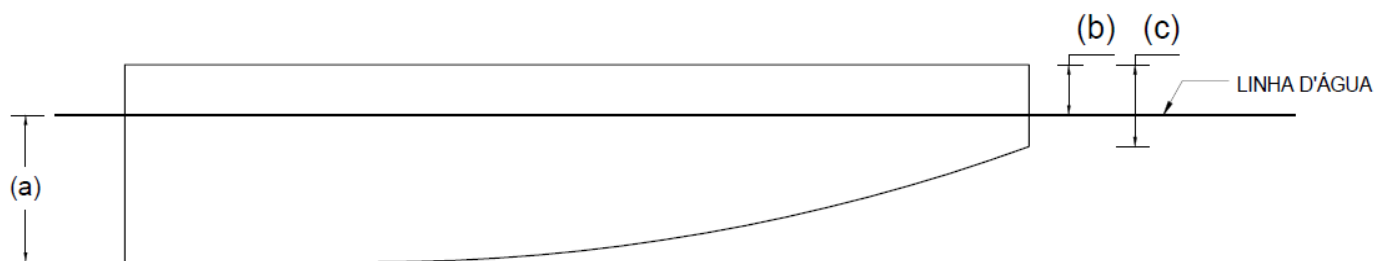


Figura 30 – Geometria da proa da chata

Tabela 6 – Calado e borda livre

Carregamento/Medidas (m)	Calado (a)	Borda livre (b)
Vazia	0,50	3,60
Carregada	3,00	1,10

1.1.4. Sistema de proteção adotado

a. Descrição geral

Para a proteção dos pilares que delimitam o vão central da ponte Ayrosa Galvão, foi adotado um sistema de dolphins. Os dois dolphins que protegem o mesmo pilar nas duas direções do tráfego são interligados entre si por um anel rígido de concreto armado e enchimento, de forma a formar um corpo rígido. Desta forma, tem-se os dois grandes corpos de gravidade (o frontal e o posterior) atuando na proteção do pilar contra o choque. Esta configuração é bastante vantajosa em relação à implantação dos dois dolphins, frontal e posterior, desconectados entre si, uma vez que possibilita aumento em quantidade bastante significativa da estabilidade do sistema, além de utilizar os dois corpos para trabalhar na proteção de uma colisão seja ela por qualquer direção, resultando em diâmetros menores para a base e corpo do dolfim, gerando menor consumo de material de enchimento.

O sistema que resiste ao impacto, portanto, é composto de fato por dois elementos de gravidade (dolphins) conectados por um anel rígido. É importante ressaltar que o chamado anel rígido que conecta os dois dolphins deve possuir robustez suficiente para garantir que seja capaz de suportar

a carga de impacto e transmiti-la ao delfim posterior, que não for diretamente atingido pela embarcação.

b. Geometria do sistema adotado

Os dois delfins que compõem a proteção de cada pilar são dotados de uma base em concreto armado de 12,80 metros de diâmetro e 3,00 metros de altura, de onde parte o corpo de 8,00 metros de diâmetro e 12,50 metros de altura. O corpo dos delfins é preenchido com areia, e é envolto por uma parede de concreto armado de 0,75 metros.

O anel rígido que conecta os dois elementos delfim é composto por uma parede (maior dimensão da seção transversal no eixo vertical) de concreto armado e duas vigas, superior e inferior, com a maior dimensão da seção transversal no eixo horizontal, que é a direção mais solicitada à flexão devido à geometria do corpo todo. Há ainda uma laje por cima das vigas superiores dos anéis, com uma abertura retangular na região central, por onde passa o pilar.

Uma ilustração do sistema em três dimensões pode ser observada na Figura 30 abaixo:

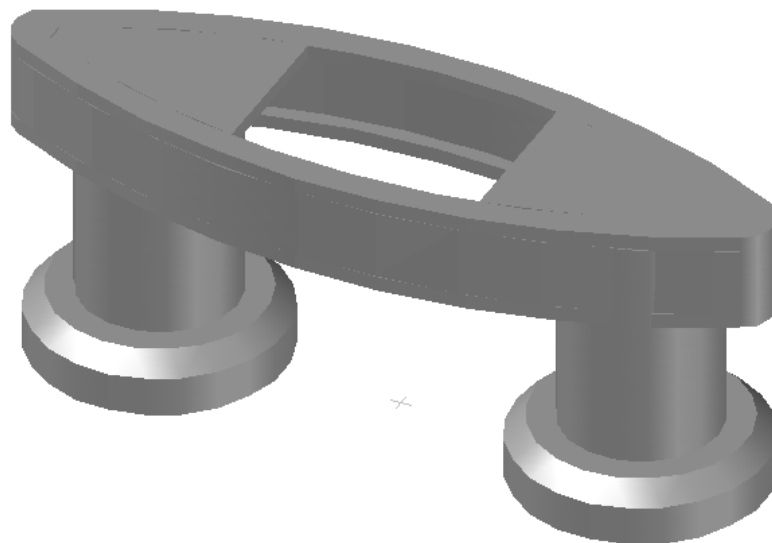


Figura 31 – Sistema de delfins reproduzido em três dimensões

c. Característica dos materiais empregados

- Concreto estrutural: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

- Aço: CA-50
- Material de enchimento: areia lavada

6.2. Verificação do sistema dolfim

6.2.1. Forças de colisão

Como a formulação utilizada para a obtenção da força de colisão foi a de Meir-Domberg, fez-se necessária, primeiramente, a obtenção da energia cinética de colisão.

A determinação da energia de colisão foi feita através da formulação extraído do guia americano da AASHTO (1991):

$$E_c = C_H \frac{m \cdot v^2}{2}$$

Onde,

m = massa da embarcação, em kg

v = velocidade, em m/s

$C_H = \begin{cases} 1,05, & \text{para } x_q \geq 0,5 \cdot \text{calado} \\ 1,25, & \text{para } x_q < 0,1 \cdot \text{calado} \end{cases}$, onde, x_q = distância vertical do fundo da embarcação

ao fundo do canal.

Como temos que

$$x_q \geq 0,5 \cdot \text{calado} = 0,5 \cdot 3,0 = 1,50$$

$$\therefore C_H = 1,05$$

As variáveis necessárias estão todas dispostas na Tabela 7 abaixo:

Tabela 7 – Variáveis necessárias ao cálculo da força de impacto

V _{correnteza} (m/s)	0,50
V _{embarcação} (m/s)	1,00
Deslocamento, W (t)	11.500
Boca, B_B (m)	11,00

Para a colisão frontal, adotou-se como velocidade de colisão $v = v_{\text{embarcação}} + v_{\text{correnteza}}$:

$$v = 1,00 + 0,50 = 1,50 \text{ m/s}$$

Substituindo os valores, temos:

$$E_c = \frac{1,05 \cdot 11.500 \cdot 10^3 \cdot 1,50^2}{2}$$

$$E_c = 13.584,38 \text{ kN.m}$$

Convertendo a energia para a unidade americana em kip.ft, temos:

$$E_c = 13.584,38 \cdot 0,7376 \text{ kip.ft}$$

$$E_c = 10.019,84 \text{ kip.ft}$$

A força estática equivalente da colisão foi determinada pelas equações de Meir-Domberg (1983), que se refere a colisões de barcaças. Primeiramente, calcula-se a_B , a profundidade do dano na proa e em seguida obtém-se a força de colisão. A profundidade do dano na proa para barcaças é dada por:

$$a_B = \left(\left(1 + \frac{E_B}{5672} \right)^{1/2} - 1 \right) \cdot \left(\frac{10,2}{R_B} \right)$$

Onde,

a_B = profundidade do dano à barcaça, em pés (ft)

E_B = energia de impacto da barcaça, em kip.ft

R_B = razão $B_B/35$ em pés (ft)

Logo:

$$B_B = \left(\frac{11}{0,3048} \right) = 36,09 \text{ ft}$$

$$R_B = \frac{36,09}{35} = 1,03$$

$$a_B = \left(\left(1 + \frac{10.019,84}{5672} \right)^{1/2} - 1 \right) \cdot \left(\frac{10,2}{1,03} \right)$$

$$a_B = 5,56 \text{ ft}$$

Uma vez obtido o valor de a_B , calcula-se o valor da força de impacto dada por:

$$F = \begin{cases} 4112 \cdot a_B, & \text{para } a_B < 0,34 \text{ ft} \\ 1349 + 110 \cdot a_B, & \text{para } a_B \geq 0,34 \text{ ft} \end{cases}$$

Onde

F = força equivalente de impacto, em MN

a_B = comprimento do dano à barcaça, definido a seguir.

Como $a_B = 2$ metros $\rightarrow a_B > 0,1$ metros, temos:

$$F = (1349 + 110 \cdot a_B) R_B$$

$$F = (1349 + 110 \cdot 5,56) 1,03$$

$$F = 2.134,39 \text{ kip}$$

Convertendo para toneladas-força (tf), temos:

$$F = 968,39 \text{ tf}$$

Devido às imprecisões das formulações até então disponíveis para a determinação da força estática equivalente, para este projeto optou-se por majorar os valores por um coeficiente de 2,0. Portanto, temos:

$$F_{adotado} = 2 \cdot F$$

$$F_{adotado} = 2 \cdot 968,39 \text{ tf}$$

$$F_{adotado} = 1.936,78 \cong 2.000 \text{ tf}$$

$$F_{adotado} = 2.000 \text{ tf}$$

De acordo com a literatura americana (AASHTO, 1991), para o dimensionamento deste tipo de estrutura de proteção pode-se considerar diretamente a colisão frontal centralizada, onde o ângulo de incidência da colisão com o canal de navegação é igual a zero e a distância entre o eixo longitudinal central da embarcação e o centro de gravidade da estrutura de proteção também é zero. Nesta colisão, não há qualquer dissipação de energia por rotação ou translação no desvio da trajetória da embarcação, conforme já mencionado neste texto. No entanto, a Diretoria de Hidrografia e Navegação (DHN) da Marinha do Brasil (2013) permite o ângulo máximo de contato para choque lateral de 15° para as proteções de pilares. Desta forma, calcularemos as energias e forças para o choque lateral, para fins de comparação dos valores. Entretanto, ambos os sistemas estudados neste trabalho serão verificados apenas para a colisão frontal.

De acordo com a fórmula proposta pela NBR 9782:1987 para o cálculo da energia, temos:

$$E_c = \frac{(W + W_V) \cdot v^2}{2} \cdot C_e$$

C_e , coeficiente de excentricidade da colisão, é dado por:

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

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

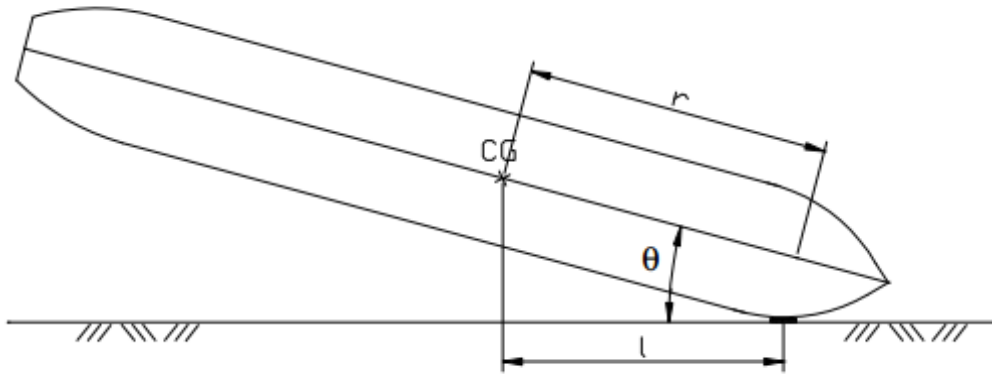


Figura 32 – Ilustração de r e l na colisão lateral

Nota-se que os valores de r e de l dependem do ângulo formado entre o eixo longitudinal central da embarcação e a direção tangente ao ponto de contato e da distância do ponto de contato da colisão ao centro de gravidade do navio.

Na literatura, recomenda-se que r possa ser igual a $\frac{1}{4}$ do comprimento da embarcação. Para a colisão lateral será admitido que l também é igual a $\frac{1}{4}$ do comprimento da embarcação, o que dá $C_E = 0,50$. Temos ainda, na colisão lateral, $v_n =$ velocidade normal à superfície de contato. No caso, $v_n = v \cdot \cos(15^\circ)$.

A energia e as forças foram calculadas por esta formulação tanto para a colisão frontal como para a colisão lateral para que a comparação fosse possível. Os valores encontrados estão dispostos na Tabela 8 abaixo:

Tabela 8 – Comparação dos valores de energia, profundidade do dano na proa e força de impacto para colisões frontal e lateral 15°

Colisão frontal		Colisão lateral 15°	
Energia		Energia	
v (m/s)	1,50	v_n (m/s)	1,45
W (ton)	11.500,00	W (ton)	11.500,00
Wv (ton)	1.413,72	Wv (ton)	1.413,72
Ce	1,00	Ce	0,5
E_C (kip.ft)	10.715,80	E_C (kip.ft)	4.998,99

Prof. dano na proa		Prof. dano na proa	
R _B	1,03	R _B	1,03
a _B	6,92	a _B	3,68
Força de impacto		Força de impacto	
F (tf)	987,09	F (tf)	820,08
F majorado (tf)	1.974,18	F majorado (tf)	1.640,15

Para a análise da estabilidade da estrutura a partir da colisão lateral, o valor a ser tomado para a força de impacto seria $F = 1.640,15$ com um ângulo de incidência de 15° com o eixo canal de navegação. Este carregamento seria aplicado da seguinte forma: a força é decomposta em duas parcelas: normal e tangencial à superfície onde atinge a estrutura de proteção. Aplica-se então a força na direção normal do valor extraído da decomposição (F_N) e uma força na direção tangencial equivalente à força de atrito induzida igual a $F_{at} = \mu.F_N$.

Nota-se que, neste caso, o valor da força para a colisão lateral encontrado foi de 83% do valor da força para o choque frontal obtido pela mesma formulação, o que representa grande fração da mesma. Deste modo, dependendo do ponto de atuação desta força de colisão lateral em relação à geometria da estrutura de proteção e, caso a geometria seja tal que a estrutura possua muito mais rigidez na direção do eixo do canal, como é o caso das estruturas que circundam o pilar, o choque lateral pode vir a gerar esforços bastante desestabilizantes para a estrutura de proteção.

6.2.2. Análise e verificação da estabilidade

Para obter os valores referentes à geometria do corpo necessários para a análise da sua estabilidade, o modelo da estrutura foi reproduzido em *software* CAD em três dimensões, de onde foram extraídos todos os valores de volumes, áreas e momento de inércia de área.

Os valores adotados para o peso específico do concreto armado e da areia foram os mesmos adotados na memória de cálculo do projeto original:

- Peso específico da areia: 1700 kgf/m^3
- Peso específico do concreto armado: 2500 kgf/m^3

Na Tabela 9 abaixo estão reunidos os valores dos volumes extraídos do modelo do *software* CAD:

Tabela 9 – Volumes das partes que compõem a estrutura

Concreto Armado	
Bases (m ³)	733,96
Cascas do corpo (m ³)	401,44
Paredes do anel (m ³)	189,94
Vigas do anel (m ³)	182,80
Laje superior do anel (m ³)	87,98
Parte da frente do anel (m ³)	46,33
Volume Total Concreto Armado (m ³)	1.642,45
Areia	
Diâmetro (m)	6,50
Altura (m)	11,75
Enchimento do dolfin (m ³)	389,90
Volume Total Areia (m ³)	779,80

Portanto, a estimativa do peso próprio da estrutura é dada por:

Tabela 10 – Peso próprio da estrutura

Peso areia (tf)	1.325,7
Peso concreto (tf)	4.106,1
Peso próprio total (tf)	5.431,8

1) Análise de estabilidade ao deslizamento

As forças envolvidas na estabilidade ao deslizamento são:

- Peso próprio, P
- Subpressões nas bases, S
- Força Normal, $N = P - S$
- Força de Impacto, F

A força de subpressão em cada base é o valor da subpressão na base multiplicado pela área das mesmas. O valor da subpressão é dado por:

$$\sigma_s = h_L \cdot \gamma_a$$

Onde

$$\gamma_a = 1000 \text{ kgf/m}^3$$

Logo,

Tabela 11 – Força de subpressão nas bases do dolfin

γ_a (kgf/m ³)	1.000
N.A máximo (m)	426,5
Cota leito (m)	417,0
h_L (m)	9,50
σ_s (tf/m ²)	9,50
Área (cada base) (m ²)	128,7
Força Subpressão (cada base) (tf)	1.222,5

Logo:

$$S_{tot} = 2 \cdot S = 2 \cdot 1.222,5$$

$$S_{tot} = 2.444,9 \text{ tf}$$

$$N = P - S_{tot} = 5.431,8 - 2.444,9$$

$$N = 2.986,9 \text{ tf}$$

Com isso, temos que a força de atrito resistente ao deslizamento é:

- Adota-se para atrito entre concreto e rocha $\mu = 0,75$

$$F_{at} = \mu \cdot N$$

$$F_{at} = 0,75 \cdot 2.986,9$$

$$F_{at} = 2240,1 \text{ tf}$$

E o coeficiente de segurança ao deslizamento resulta em:

$$F_{at} = 2.240,1 \text{ tf}$$

$$CS_D = \frac{2.240,1}{2.000}$$

$$CS_D = 1,12 < 1,4$$

Nota-se que o valor obtido para o CS_D é menor que o mínimo recomendado de 1,4. De acordo com Mason, 1981, é aceitável um mínimo de até 1,2 para este coeficiente.

2) Análise de estabilidade ao tombamento

As forças envolvidas na estabilidade ao tombamento são:

- Peso próprio, P
- Subpressões nas bases, S
- Força de Impacto, F

Nas Tabelas 11 e 12 abaixo estão reunidas as forças e seus respectivos braços de alavanca de momento estabilizante e de momento de tombamento.

Tabela 12 – Momento de tombamento

Tombamento	Força (tf)	Braço (m)	Força x braço (tf.m)
Força de impacto	2.000,0	10,60	21.200,0
Subpressão1	1.222,5	31,20	38.140,6
Subpressão2	1.222,5	6,40	7.823,7
	Σ		67.164,4

Tabela 13 – Momento estabilizante

Estabilizante	Força (tf)	Braço (m)	Força x braço (tf.m)
Peso próprio	5.431,8	18,80	102.117,4
	Σ		102.117,4

Portanto

- Momento de tombamento = 67.164,4 tf.m
- Momento estabilizante = 102.117,4 tf.m

$$CS_T = \frac{M_{est}}{M_{tomb}}$$

$$CS_T = \frac{102.117,4}{67.164,4}$$

$$CS_T = 1,52 > 1,40$$

O valor obtido para $CS_T \geq 1,40$, o que assegura resistência satisfatória à estabilidade por tombamento do sistema.

Foi verificada em seguida a estabilidade ao tombamento através do método de Cummings. Nesta verificação, o peso próprio do material de enchimento não é considerado como contribuição estabilizante, mas sim sua resposta por cisalhamento lateral. O peso próprio das outras partes da estrutura, de concreto armado foi considerado normalmente como contribuição estabilizante.

Conforme explicado anteriormente, são calculadas as forças R_1 e R_2 de onde se obtém os valores obtidos abaixo.

Adotando:

- $\Phi = 30^\circ$

Temos:

- a = 7,88 m
- c = 4,62 m

Tabela 14 – Valores de R₁ e R₂

Valores de R ₁ e R ₂	tf/m	tf
R ₁	61,9	438,7
R ₂	36,3	257,1

Portanto, as contribuições ao momento estabilizante são:

Tabela 15 – Momento estabilizante pelo método de Cummings

Estabilizante	Força (tf)	Braço (m)	Força x braço (tf.m)
R1-frente	438,7	5,31	2.329,4
R1-trás	257,1	4,54	1.167,2
R2-frente	438,7	5,31	2.329,4
R2-trás	257,1	4,54	1.167,2
Peso próprio concreto armado	4.151,1	18,80	78.041,3
	Σ		85.034,7

Portanto, a relação CD_T seria:

$$CS_T = \frac{85.037,7}{67.167,4}$$

$$CS_T = 1,27$$

Observa-se que, por este método, o coeficiente de segurança ao tombamento obtido é menor do que 1,4. No entanto, acredita-se que este seja um método conservador, pois observa-se que grande parte do momento estabilizante neste caso vem do peso-próprio da base e dos outros componentes da estrutura em concreto armado, responsável por 92% do momento estabilizante, enquanto a contribuição pelo cisalhamento lateral do material de enchimento representa, contribuindo com apenas 8%, o que se dá tanto pelos valores pequenos de R₁ e R₂ quanto pelo

braço de alavanca, que é pequeno em comparação ao braço de alavanca do peso próprio, uma vez que a estrutura tem a dimensão longitudinal grande pelo fato de os dolphins anterior e posterior serem conectados entre si. Ao analisarmos o valor do momento estabilizante devido ao material de enchimento pelo efeito do seu peso próprio, que é de

$$M_{\text{est(enchimento)-peso próprio}} = 1.325,7 \times 18,80 = 24.923,2 \text{ tf.m}$$

Em comparação ao momento estabilizante devido ao material de enchimento pelo efeito do cisalhamento horizontal, que é de

$$M_{\text{est(enchimento)-cisalhamento}} = 2.329,4 + 1.167,2 + 2.329,4 + 1.167,2 = 6.993,2 \text{ tf.m}$$

Percebe-se o referente ao cisalhamento horizontal corresponde a 28% do referente ao peso próprio – ou seja, em torno de $\frac{1}{4}$.

De todo modo, o valor obtido encontra-se entre 1,2 e 1,3, concluindo-se que, por se tratar de um método mais rigoroso e conservador, este valor de coeficiente de segurança está satisfatório para a verificação do sistema projetado.

3) Análise de tensões na base

a) Tensões devido ao peso próprio

$$\sigma_P = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_P = \frac{5.431,8}{2 \cdot 128,7}$$

$$\sigma_P = 21,1 \text{ tf/m}^2$$

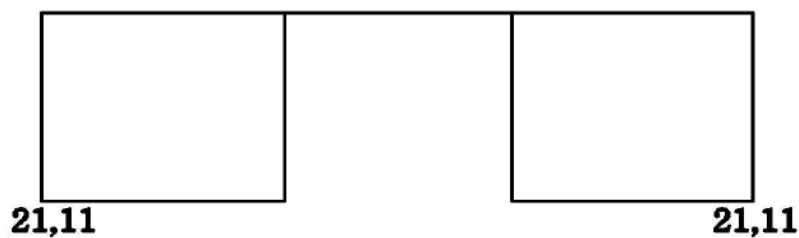


Figura 33 – Diagrama de tensões devido ao peso próprio

b) Tensões devido à subpressão

$$\sigma_s = 9,50 \text{ tf/m}^2$$



Figura 34 – Diagrama de tensões devido à subpressão

c) Tensões devido ao momento resultante

- Momento de tombamento, $M_t = 67.164 \text{ tf.m}$
- Momento estabilizante, $M_e = 102.117 \text{ tf.m}$
- Momento resultante, $M_r = 34.953 \text{ tf.m}$

$$\sigma_M = \frac{M_r}{I} \cdot y$$

Onde,

- $I = 44.668,0 \text{ m}^4$
- $y_1 = 18,80 \text{ m}$
- $y_2 = 6,00 \text{ m}$
- $y_3 = 6,00 \text{ m}$
- $y_4 = 18,80 \text{ m}$

Portanto,

- $\sigma_{M1} = 14,71 \text{ tf/m}^2$
- $\sigma_{M2} = 4,70 \text{ tf/m}^2$
- $\sigma_{M3} = 4,70 \text{ tf/m}^2$
- $\sigma_{M4} = 14,71 \text{ tf/m}^2$

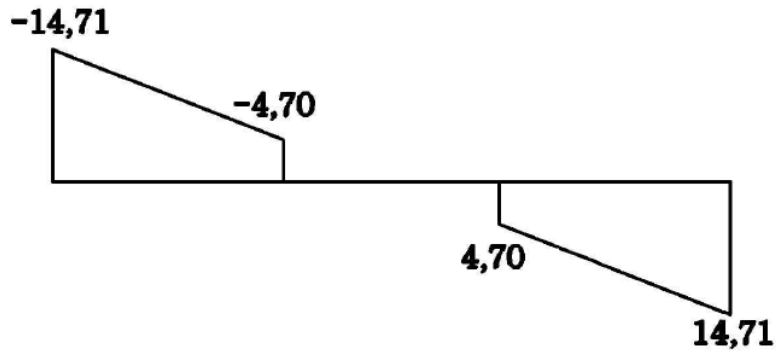


Figura 35 – Diagrama de tensões devido ao momento resultante

Portanto, a distribuição final de tensões resultantes nas bases é:

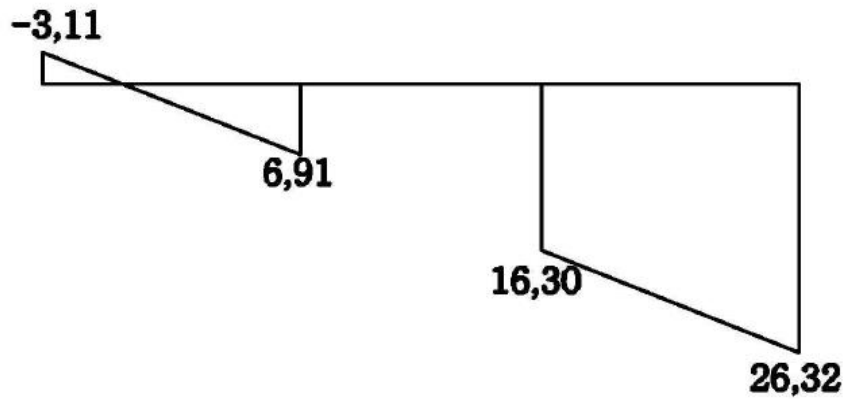


Figura 36 – Diagrama de tensões final na base dos dolphins

De uma maneira inicial, as tensões na base podem ser verificadas de acordo com o exposto acima. Obtendo-se apenas tensões de compressão, a verificação pode ser dada como plenamente satisfatória. Quando da ocorrência de tensões de tração, há de realizar um processo iterativo para as correções das ações de subpressão. Obtém-se, então, os valores de tensão obtidos da convergência deste processo. Por fim, verifica-se o nível de tensões de tração para que se possa concluir que a estrutura permanece estável ou se será necessário realizar a ancoragem da estrutura no solo (ou na rocha). Para o caso de não convergência do processo iterativo, a distribuição de massa da estrutura deve ser reavaliada e, se for o caso, redimensionada. Não trataremos, neste trabalho, do procedimento iterativo de convergência de tensões.

A compressão máxima obtida deve ser comparada à resistência da rocha à compressão. A NBR 6122:1996 fornece valores básicos para comparações de pressões admissíveis com base na

descrição do terreno. Comparando o valor de compressão máxima obtido, $\sigma_4 = 26,32 \text{ tf/m}^2 = 2,63 \text{ kgf/cm}^2 = 0,263 \text{ MPa}$ com o valor fornecido pela norma para rochas laminadas, estratificadas e com pequenas fissuras $\sigma_{adm} = 1,5 \text{ MPa} = 15 \text{ kgf/cm}^2$, conclui-se que o dolfin está seguro quanto à distribuição de tensões na base.

$$\sigma_4 = 0,263 \text{ MPa} < \sigma_{amd} = 1,5 \text{ MPa}$$

6.2.3. Estudo da influência da lâmina d'água e força de impacto na estabilidade de um dolfin hipotético

Para fins de comparação, foi feita uma simulação de um possível dolfin com geometria semelhante àquele da ponte Ayrosa Galvão para a proteção dos pilares da ponte sobre o Rio Paranaíba. Inseridos os dados de lâmina d'água e força de impacto, tentou-se obter um dolfin com dimensões tais que este fosse capaz de absorver o impacto nestas condições. O que se observou, no entanto, foi que não haveria dolfin capaz de resistir ao tombamento devido ao impacto nestas condições, mesmo aumentando seu diâmetro infinitamente. Por esse motivo, pretendeu-se analisar o porquê desse fato e, ademais, buscar chegar a um valor de lâmina d'água a partir do qual não pareça recomendável ou até mesmo possível optar pela construção de uma proteção em dolfins de gravidade.

Para isso foi montada uma planilha que visaria analisar o efeito dos parâmetros de altura de lâmina d'água, força de impacto e diâmetro do dolfin na relação entre momento estabilizante e momento de tombamento.

Primeiramente, relacionou-se os parâmetros de geometria do dolfin, como diâmetro menor do corpo e diâmetro da base, ao diâmetro maior do corpo do dolfin. A altura total da estrutura e a altura da lâmina d'água foram relacionadas entre si, e altura da base do dolfin foi relacionada à altura total da estrutura. A Dessa forma, todos os valores necessários de força e braço de alavanca das ações estabilizantes e de tombamento poderiam ser obtidos através de dois parâmetros modificáveis: a altura da lâmina d'água e o diâmetro maior do corpo do dolfin.

Foi montada, então, uma rotina para obter os momentos de tombamento e estabilizante e a relação entre eles. Devido a algumas divergências em recomendações da literatura quanto ao valor a se adotar para o coeficiente de segurança à estabilidade ao tombamento, optou-se por fixar essa relação mínima em 1,5 para esta análise.

O que se observa na primeira rotina é que, dada uma altura de lâmina d'água e uma força de impacto fixos, conforme aumenta-se o diâmetro do dolfin, a relação entre momento estabilizante sobre momento de tombamento, $\frac{M_{est}}{M_{tomb}}$, aumenta, conforme esperado. No entanto, não aumenta infinitamente junto com o diâmetro, mas estabiliza-se em um determinado valor e, em seguida, passa a decair. A questão reside em observar se o valor da relação $\frac{M_{est}}{M_{tomb}}$ estabiliza-se antes ou depois de atingir o valor mínimo de 1,5.

Para fins de ilustração, as Tabela 16 e o gráfico da Figura 36 abaixo mostram a variação da relação $\frac{M_{est}}{M_{tomb}}$ com o aumento do diâmetro do dolfin, para $F = 1.400$ toneladas-força e lâmina d'água igual a 21,0 metros. Nota-se claramente que a relação se estabiliza por volta de 1,29, quando passa a decair.

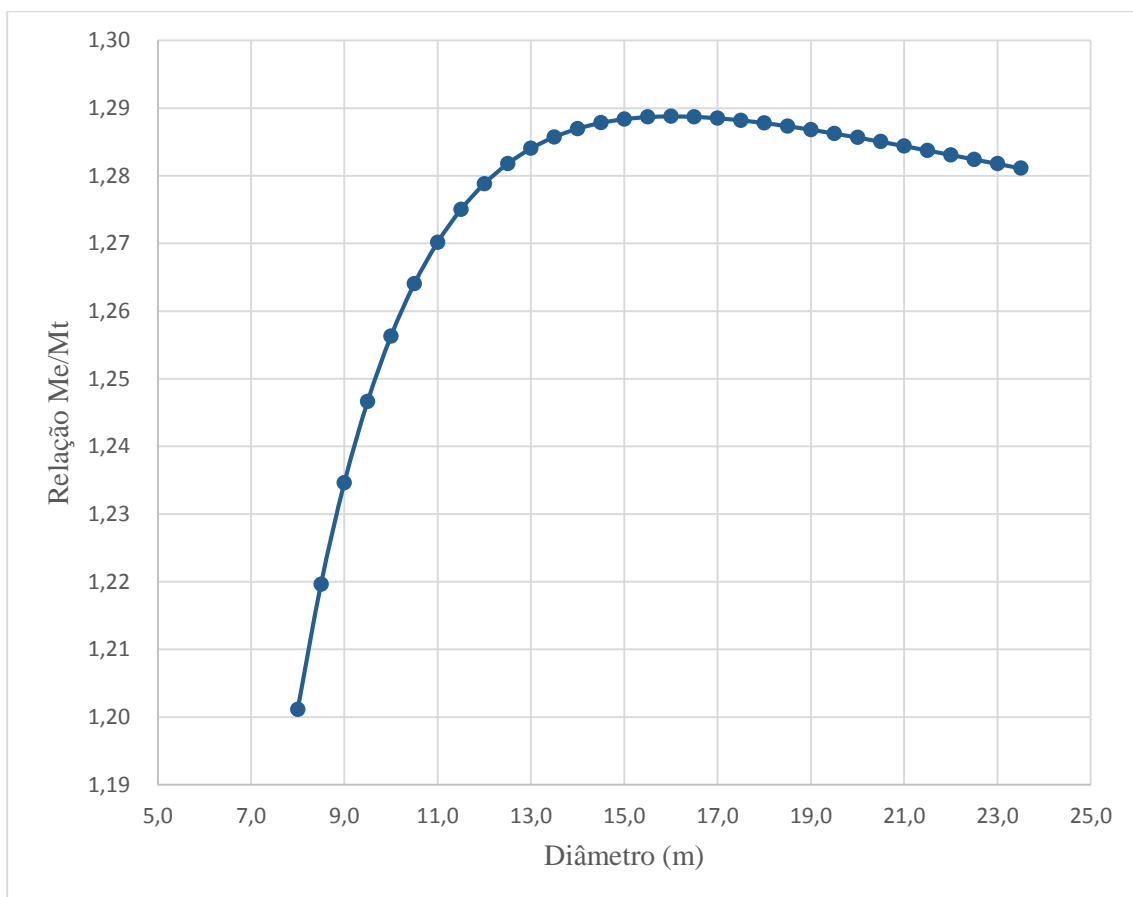


Figura 37 –Relação M_{est}/M_{tomb} em função do aumento do diâmetro do dolfin, para $F = 1.400$ toneladas-força e lâmina d'água = 21,0 metros.

Tabela 16 – Variação do diâmetro do dolfin com força de impacto e lâmina d'água fixos

Altura total da estrutura (m)	Altura lâmina d'água (m)	Diâmetro maior (concreto) (m)	Peso Próprio (tf)	Força de Impacto (tf)	Subpressões (tf)	Momento tombamento (tf.m)	Momento estabilizante (tf.m)	Relação (Me /Mt)	(Me - Mt)/Me	Δ (Me - Mt)/Me
26,0	21,0	7,0	6.828,32	1.400	4.137,85	102.111	117.447	1,15	13,06%	3,69%
26,0	21,0	8,0	8.468,19	1.400	5.404,54	132.545	159.202	1,20	16,74%	2,26%
26,0	21,0	9,0	10.317,38	1.400	6.840,13	170.479	210.475	1,23	19,00%	1,40%
26,0	21,0	10,0	12.375,91	1.400	8.444,60	216.721	272.270	1,26	20,40%	0,87%
26,0	21,0	11,0	14.643,77	1.400	10.217,97	272.084	345.593	1,27	21,27%	0,53%
26,0	21,0	12,0	17.120,95	1.400	12.160,23	337.378	431.448	1,28	21,80%	0,32%
26,0	21,0	13,0	19.807,47	1.400	14.271,38	413.413	530.840	1,28	22,12%	0,18%
26,0	21,0	14,0	22.703,31	1.400	16.551,42	501.000	644.774	1,29	22,30%	0,09%
26,0	21,0	15,0	25.808,49	1.400	19.000,35	600.951	774.255	1,29	22,38%	0,02%
26,0	21,0	16,0	29.123,00	1.400	21.618,18	714.074	920.287	1,29	22,41%	-0,02%
26,0	21,0	17,0	32.646,83	1.400	24.404,90	841.183	1.083.875	1,29	22,39%	-0,04%
26,0	21,0	18,0	36.380,00	1.400	27.360,51	983.086	1.266.024	1,29	22,35%	-0,06%
26,0	21,0	19,0	40.322,50	1.400	30.485,01	1.140.594	1.467.739	1,29	22,29%	-0,07%
26,0	21,0	20,0	44.474,32	1.400	33.778,40	1.314.519	1.690.024	1,29	22,22%	-0,08%
26,0	21,0	21,0	48.835,48	1.400	37.240,69	1.505.671	1.933.885	1,28	22,14%	-0,08%

Então, fixou-se a força de impacto em 1.400 toneladas-força e, para cada altura de lâmina d'água, aumentando o diâmetro do dolfin e observou-se a variação da relação $\frac{M_{est}}{M_{tomb}}$ obtida, registrando-se o valor em que esta relação se estabiliza. Isto foi feito para alturas de lâmina d'água variando a cada 0,5 metros de 7,00 a 12,00 metros, e pode ser observado na Tabela 17 que segue.

Assim, para uma força de impacto fixa, obtém-se em que valor de altura de lâmina d'água a relação $\frac{M_{est}}{M_{tomb}}$ se estabilizaria em exatos 1,50. Deste modo, este é o valor máximo de lâmina d'água em que é possível executar o dolfin que esteja seguro ao tombamento.

Isso foi feito para forças de impacto fixas em 1.400 tf e 2.000 tf que são respectivamente as forças de impacto para o caso da proteção das pontes do Rio Paranaíba e Ayrosa Galvão. Pode-se observar nas Tabelas 17 e 18 que as alturas máximas de lâmina d'água obtidas foram 11,0 metros para $F = 2.000$ tf e 12,0 metros para $F = 1.400$ tf. Essa constatação mostra de maneira mais clara o fato de não ter sido possível obter um dolfin com quaisquer dimensões para proteger um pilar com lâmina d'água média de 22,05 metros, com uma força de impacto de 1.400 tf.

Tabela 17 – Estabilização de M_{est}/M_{tomb} para diferentes alturas de lâmina d'água e força de impacto fixa $F = 1.400$ tf.

Altura total da estrutura (m)	Altura lâmina d'água (m)	Diâmetro (m)	Estimativa peso próprio (tf)	Força de Impacto (tf)	Subpressões (tf)	Momento tombamento (tf.m)	Momento estabilizante (tf.m)	Relação estabiliza em
12,00	7,00	8,8	5.140,46	1.400	2.179,83	55.111	103.220	1,87
12,50	7,50	9,0	5.492,75	1.400	2.442,90	61.875	112.052	1,81
13,00	8,00	9,4	6.061,40	1.400	2.842,53	72.547	127.532	1,76
13,50	8,50	9,4	6.255,79	1.400	3.020,19	76.985	131.622	1,71
14,00	9,00	9,6	6.667,52	1.400	3.335,38	85.384	142.418	1,67
14,50	9,50	9,8	7.100,04	1.400	3.668,90	94.382	153.929	1,63
15,00	10,00	10,0	7.553,86	1.400	4.021,24	104.007	166.185	1,60
15,50	10,50	10,2	8.029,45	1.400	4.392,88	114.289	179.217	1,57
16,00	11,00	10,4	8.527,32	1.400	4.784,31	125.257	193.059	1,54
16,50	11,50	10,6	9.047,96	1.400	5.196,00	136.940	207.741	1,52
17,00	12,00	11,0	9.895,71	1.400	5.838,84	156.137	233.539	1,50

Tabela 18 – Estabilização de M_{est}/M_{tomb} para diferentes alturas de lâmina d'água e força de impacto fixa $F = 2.000$ tf.

Altura total da estrutura (m)	Altura lâmina d'água (m)	Diâmetro (m)	Estimativa peso próprio (tf)	Força de Impacto (tf)	Subpressões (tf)	Momento tombamento (tf.m)	Momento estabilizante (tf.m)	Relação estabiliza em
11,00	6,00	11,4	7.126,48	2.000	3.135,60	90.207	172.746	1,91
11,50	6,50	11,6	7.622,23	2.000	3.517,14	101.581	187.202	1,84
12,00	7,00	11,8	8.141,24	2.000	3.919,42	113.715	202.554	1,78
12,50	7,50	12,2	8.928,28	2.000	4.488,91	131.757	227.850	1,73
13,00	8,00	12,4	9.509,62	2.000	4.946,45	146.016	245.729	1,68
13,50	8,50	12,6	10.116,02	2.000	5.426,50	161.157	264.635	1,64
14,00	9,00	12,8	10.747,98	2.000	5.929,56	177.215	284.607	1,61
14,50	9,50	13,0	11.405,99	2.000	6.456,10	194.223	305.680	1,57
15,00	10,00	13,2	12.090,53	2.000	7.006,61	212.219	327.895	1,55
15,50	10,50	13,4	12.802,11	2.000	7.581,56	231.238	351.290	1,52
16,00	11,00	13,6	13.541,21	2.000	8.181,45	251.317	375.904	1,50

Por fim, pretendeu-se determinar qual seria a força de colisão máxima possível a qual o dolfim resistiria para diferentes lâminas d'água. Para pequenas lâminas d'água, a estabilidade ao tombamento deixa de ser tão relevante, sendo o fator limitante a estabilidade ao deslizamento. Já para grandes lâminas d'água, quem limita é a estabilidade ao tombamento. Para ambos os casos, percebeu-se que seria interessante estabelecer um valor limite para o diâmetro do dolfim relacionado à altura total da estrutura, uma vez que um dolfim de diâmetro muito grande em relação à sua dimensão vertical torna-se sem sentido sob o ponto de vista econômico. Sendo assim, estabeleceu-se o diâmetro como sendo 4,00 metros menor do que a altura total da estrutura (ou 1,00 metro maior do que a altura da lâmina d'água). Os resultados obtidos para a força máxima equivalente à colisão suportada podem ser observados na Tabela 19 a seguir:

Tabela 19 – Força máxima suportada com CS_D e $CS_T = 1,50$ e diâmetro em função da altura da lâmina d'água

Altura total da estrutura (m)	Altura lâmina d'água (m)	Diâmetro (m)	Estimativa peso próprio (tf)	Força Máxima Tombamento (tf)	Força Máxima Deslizamento (tf)	Força Máxima (tf)	Limitante
10,00	5,00	6,0	2.779,43	2.900	822	822	Deslizamento
10,50	5,50	6,5	3.129,37	2.800	878	878	Deslizamento
11,00	6,00	7,0	3.528,03	2.800	938	938	Deslizamento
11,50	6,50	7,5	3.978,49	2.800	1.003	1.003	Deslizamento
12,00	7,00	8,0	4.483,83	2.700	1.073	1.073	Deslizamento
12,50	7,50	8,5	5.047,12	2.700	1.147	1.147	Deslizamento
13,00	8,00	9,0	5.671,44	2.600	1.226	1.226	Deslizamento
13,50	8,50	9,5	6.359,87	2.500	1.310	1.310	Deslizamento
14,00	9,00	10,0	7.115,49	2.400	1.399	1.399	Deslizamento
14,50	9,50	10,5	7.941,37	2.300	1.492	1.492	Deslizamento
15,00	10,00	11,0	8.840,59	2.200	1.590	1.590	Deslizamento
15,50	10,50	11,5	9.816,22	2.100	1.693	1.693	Deslizamento
16,00	11,00	12,0	10.871,35	1.800	1.801	1.800	Tombamento
16,50	11,50	12,5	12.009,05	1.600	1.913	1.600	Tombamento
17,00	12,00	13,0	13.232,39	1.400	2.031	1.400	Tombamento

7. VERIFICAÇÃO DO SISTEMA EM ESTACAS

7.1. Sistema de proteção da Ponte sobre o Rio Paranaíba

Nesta seção, será verificada a estrutura de proteção de pilares projetada para o trecho navegável da ponte ferroviária sobre o Rio Paranaíba, localizada no sudeste do estado de Goiás, próxima à divisa com o estado de Minas Gerais, entre os municípios de Rio Verde e São Simão. A ponte possui um comprimento total de 530,0 metros.

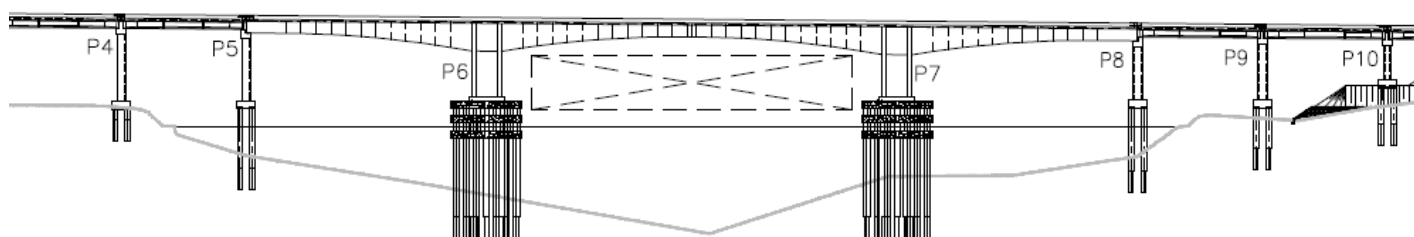


Figura 38 – Elevação geral do vão central da ponte sobre o Rio Paranaíba

1.1.5. Características do rio

a. Limites operacionais

- Ângulo máximo de contato entre a embarcação e as proteções para choque lateral (resvalo): 15°

Tabela 20 – Limites operacionais

Condição do comboio	Velocidade máxima em colisão lateral (m/s)	Velocidade máxima em colisão frontal (m/s)
Vazio	2,00	1,00
Carregado	1,50	0,80

b. Nível d'água/estudo hidrológico

O nível d'água varia entre um valor mínimo de 325 metros e um valor associado ao período de recorrência de 50 anos de 333,84 metros, o que representa uma amplitude de variação de aproximadamente 8,80 metros.

c. Leito do rio

De acordo com mapas geológicos fornecido pela CPRM (Serviço Geológico do Brasil) e por um mapeamento através de trabalho de inspeção em campo realizada por geólogos, o subsolo local é composto por rochas vulcânicas de natureza basáltica, denominado Formação Serra Geral (Grupo São Bento).

Em todas as sondagens foi encontrada, abaixo da camada superficial de solo, uma camada de rocha do tipo basalto pouco a muito fraturado. Já nas camadas superficiais foram encontradas diferentes composições por fragmentos de rocha compactos, pedregulho, solo arenoso, areia fofa, e argila arenosa mole.

1.1.6. Características geométricas da estrutura da ponte

a. Vão navegável

Vão navegável de 90,00 metros.

b. Gabarito

Gabarito vertical de 15,00 metros.

1.1.7. Descrição do comboio-tipo

O comboio tipo para este projeto é o triplo-Tietê, composto por três linhas lado a lado de chatas de três chatas padrão Tietê. As dimensões do comboio-tipo adotado estão dispostas na Tabela 21 e Figura 38 abaixo:

Tabela 21 – Dimensões do comboio-tipo

Comprimento com formação máxima (m)	200,50
Boca (largura) (m)	33,00
Calado máximo admitido (m)	3,00
Deslocamento máximo (t)	18.245

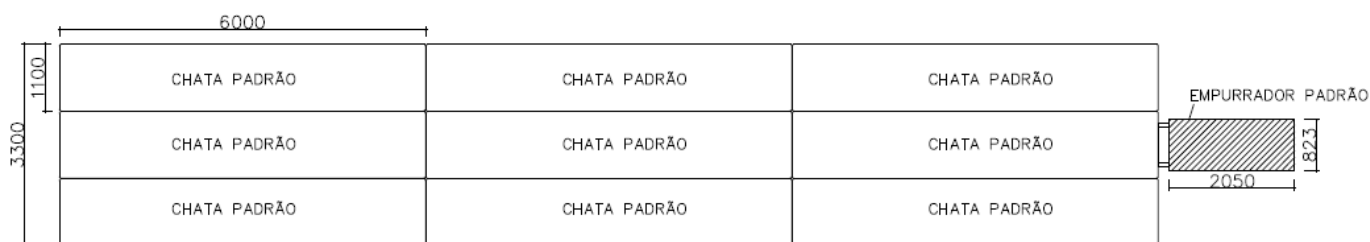


Figura 39 – Ilustração das dimensões do comboio-tipo

A geometria da proa é semelhante àquela ilustrada na Figura 30, no capítulo 6, por se tratar da mesma chata padrão Tietê. O comprimento (c), que corresponde à altura de contato da embarcação com a estrutura de proteção foi adotada como 2,00 metros.

1.1.8. Sistema de proteção adotado - Sistema de estacas

a. Descrição geral

Para garantir a segurança dos pilares da ponte sobre o Rio Paranaíba, optou-se por um sistema de proteção em estacas. A escolha foi inicialmente pautada na altura da lâmina d'água relativamente grande do canal, em torno de 21 metros de profundidade, de forma que uma estrutura maciça consumiria grandes volumes de material. O sistema adotado é composto por estacas dispostas ao redor do pilar, interligadas umas às outras por anéis formando um corpo rígido para resistir ao impacto.

b. Geometria do sistema adotado

O sistema adotado foi o de estacas de concreto armado unidos por três anéis de enrijecimento de concreto armado e enchimento em areia. O número de anéis, sua altura e a distância entre os mesmos foi adotada de forma a abranger a variação do nível d'água do rio. Ademais, foram levadas em consideração as dimensões da embarcação-tipo, de forma que, na situação de nível d'água na posição entre um anel e outro, a proa da embarcação não conseguisse atravessar a estrutura de proteção por entre os anéis e entre as estacas e atingir o pilar.

O conjunto projetado é composto por 18 estacas dispostas ao redor do pilar em uma configuração de formato hexagonal conforme ilustrado na Figura 39 abaixo. Ao todo, a estrutura formada possui 19,80 metros de largura e 36,97 metros de comprimento.

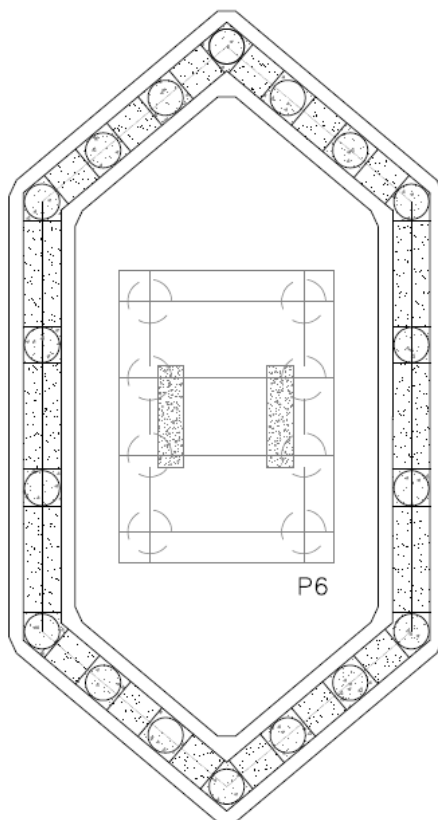


Figura 40 – Croqui da estrutura de proteção em planta

As estacas em toda a sua extensão desde a cravação até o topo do anel superior possuem 38,35 metros de altura, sendo a parte do lado de fora da rocha varia de 19,49 a 26,57 metros.

No corpo da estrutura, as estacas possuem um diâmetro de 1,60 metros da base até o topo. Os anéis hexagonais de rigidez possuem seção transversal em formato retangular vazado, composta por paredes nas laterais e lajes superior e inferior em concreto armado. A parte vazada é preenchida com areia, de forma a minimizar o peso próprio da estrutura e diminuir o consumo total de concreto e, ao mesmo tempo, contribuir com a absorção da energia do impacto. No leito do rio, as estacas são escavadas com 1,40 metros de diâmetro.

c. Característica dos materiais empregados

- Concreto estrutural:
 - Anéis – $f_{ck} = 30$ MPa
 - Estacas – $f_{ck} = 20$ MPa

7.2. Verificação do sistema de estacas

7.2.1. Forças de colisão

As variáveis necessárias estão todas dispostas na Tabela 22 abaixo:

Tabela 22 – Variáveis necessárias ao cálculo da força de impacto

$v_{colisão}$ (m/s)	0,80
Deslocamento, W (t)	18.245,00

Para os cálculos, o deslocamento da embarcação foi majorado em 1,2x:

$$W_{adotado} = 1,2 \cdot 18.245$$

$$W_{adotado} = 21.894 \text{ t}$$

A obtenção da força estática equivalente do impacto foi feita através da fórmula adotada no guia americano (AASHTO, 1991)

$$F = 0,122 \cdot W^{1/2} \cdot v$$

Onde,

F = força equivalente da colisão, em MN

W = deslocamento da embarcação, em t

v = velocidade de colisão, em m/s

Substituindo os valores, temos:

$$F = 0,122 \cdot 21.894^{1/2} \cdot 0,80$$

$$F = 14,44 \text{ MN} = 1.444,15 \text{ tf}$$

Conforme feito para o sistema dolfin, serão calculados os valores de energia e força para o caso da colisão lateral com ângulo de 15°, e recalculados os valores para o choque frontal pelas fórmulas da NBR 9782:1987 e de Meir-Domberg para possibilitar a comparação.

Tabela 23 – Comparação dos valores de energia, profundidade do dano na proa e força de impacto para colisões frontal e lateral 15°

Colisão frontal		Colisão lateral 15°	
Energia		Energia	
v (m/s)	0,80	v _n (m/s)	0,77
W (ton)	18.245,00	W (ton)	18.245,00
Wv (ton)	1.413,72	Wv (ton)	1.413,72
Ce	1,00	Ce	0,5
E _C (kip.ft)	4.640,09	E _C (kip.ft)	2.164,63
Prof. dano na proa		Prof. dano na proa	
R _B	1,03	R _B	1,03
a _B (ft)	3,45	a _B (ft)	1,74
Força de impacto		Força de impacto	
F (tf)	808,24	F (tf)	720,23
F majorado (tf)	1.616,47	F majorado (tf)	1.440,46

Percebe-se que o valor da força para a colisão lateral encontrado foi de 89% do valor da força para o choque frontal obtido pela mesma formulação, o que representa um valor bastante alto, assim como no caso do dolfin analisado no item 6.2.1 do Capítulo 6.

Conclui-se desta pequena comparação que, apesar de a literatura americana sugerir que as proteções possam ser dimensionadas apenas para o choque frontal, não se pode afirmar categoricamente que um choque com um ângulo de incidência diferente de zero gere menos instabilidade à estrutura que o choque frontal. Isto se deve a dois fatores:

primeiramente, observou-se que a força associada ao choque lateral chega a grandes frações da força associada ao choque frontal, e em segundo lugar, pois em muitos casos, a estrutura possui maior rigidez na direção do eixo do canal.

7.2.2. Análise e verificação da estabilidade

A estabilidade do sistema, conforme mencionado no item 5.2 do Capítulo 5, está baseada no momento atuante na base das estacas submetidas ao carregamento do impacto.

Para isso, foi feita uma modelagem simplificada do que representaria esta estrutura com a utilização do *software* SAP2000. As estacas e os anéis foram inseridos como elementos *frame*, e suas seções transversais foram lançadas dentro do software conforme descritas no projeto original, sejam elas: retangular vazada para os anéis e circular para as estacas. As dimensões das seções estão representadas na Figura 40 abaixo. O material foi definido como concreto armado, com as características do concreto e do aço devidamente associadas.

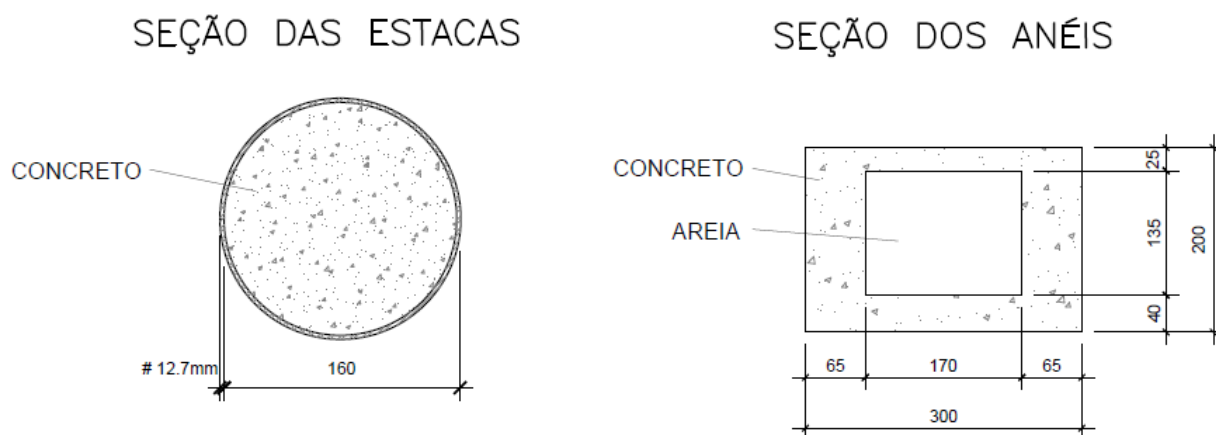


Figura 41 – Seções transversais das estacas e dos anéis

O *software* possui a ferramenta de verificação e dimensionamento de seções de concreto armado. No entanto, a prioridade deste lançamento foi de obter os esforços nas estacas para que se pudesse analisar seu comportamento e com os esforços obtidos tornar possível a verificação das estacas à flexão composta através do cálculo manual.

- Identificação de eixos

Conforme ilustrado na Figura 43, o eixo x é aquele na direção do canal de navegação, ou seja, paralelo ao comprimento da proteção. O eixo y é o eixo perpendicular ao eixo x no plano da proteção em planta. Já o eixo z é o eixo na direção do comprimento das estacas, ou seja, o eixo que define a altura vertical.

A estrutura foi verificada apenas para o impacto frontal, na direção x, onde o pior caso possível é aquele em que a barcaça atinge a proteção pela frente e o eixo longitudinal central da embarcação passa pelo centro de gravidade da proteção. Neste caso, a proteção precisa absorver toda a energia da colisão, não havendo dissipação nenhuma por rotação ou translação no desvio da trajetória da embarcação, que deve atingir a velocidade igual a zero sem atingir o pilar.

A força foi aplicada uniformemente distribuída por uma altura de 2,00 metros no eixo z no elemento *frame*, ou seja, ao longo da estaca frontal, na altura referente ao anel intermediário do sistema, uma vez que o sistema foi dimensionado para os valores descritos aplicados ao nível d'água que ocorre com a maior frequência.

As estacas foram numeradas de 1 a 18 a partir da estaca frontal no sentido anti-horário, conforme ilustra a Figura 41 abaixo:

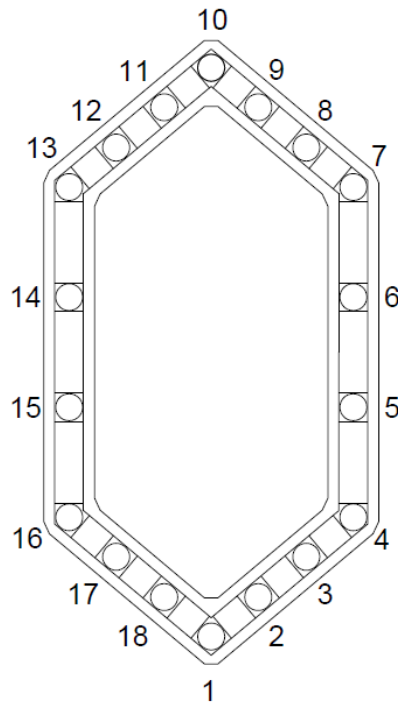


Figura 42 – Numeração das estacas

Nesta figura, o canal de navegação encontra-se à direita da estrutura em planta, de modo que as estacas do lado direito, de número 2 a 9 são mais compridas, e as estacas do lado esquerdo, de 11 a 18 são mais curtas, e as estacas 1 e 10 possuem o comprimento intermediário.

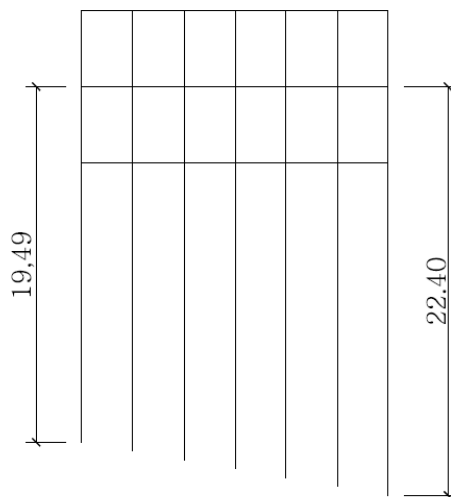








Figura 43 – Croqui das estacas em elevação ilustrando a diferença de comprimento

Os resultados obtidos para o momento fletor na base inferior das estacas estão dispostos na Tabela 24abaixo.

Tabela 24 – Esforços na base da estaca

Estaca	Esforços na base da estaca	
	Momento fletor	Força axial
1	675,17	 - 122,75
2	650,81	156,99
3	627,04	237,09
4	617,67	273,44
5	639,29	329,63
6	639,65	265,68
7	618,89	270,10
8	606,99	247,47
9	612,72	295,06
10	629,75	 513,24
11	643,42	312,97
12	679,24	265,34
13	 751,20	312,25
14	 782,03	253,86
15	 781,98	316,38
16	 750,50	202,86
17	704,71	195,88
18	686,15	126,28
Σ	12.097,21	-
Média	672,07	-

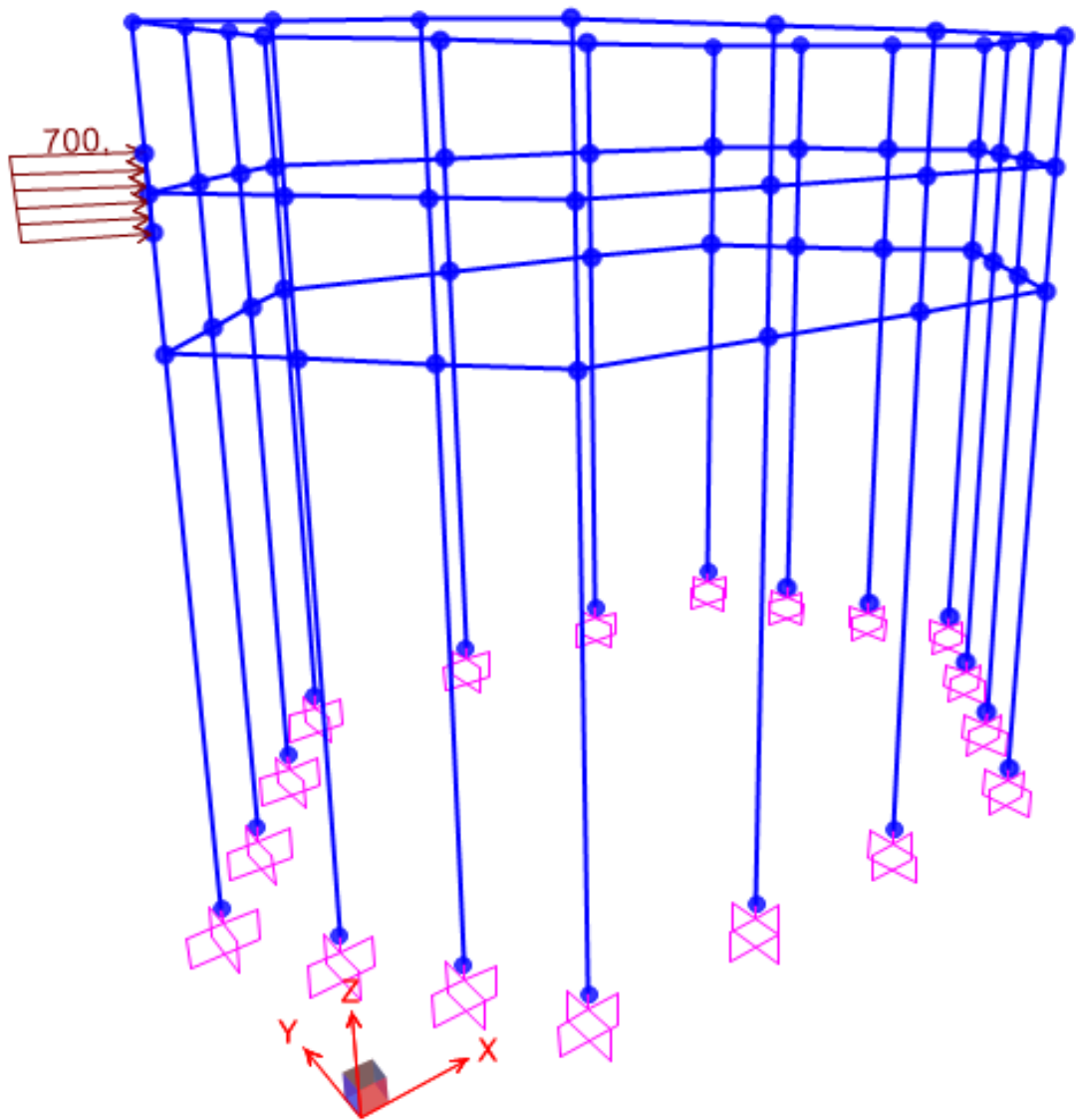


Figura 44 – Estrutura modelada no SAP2000 e o carregamento frontal aplicado

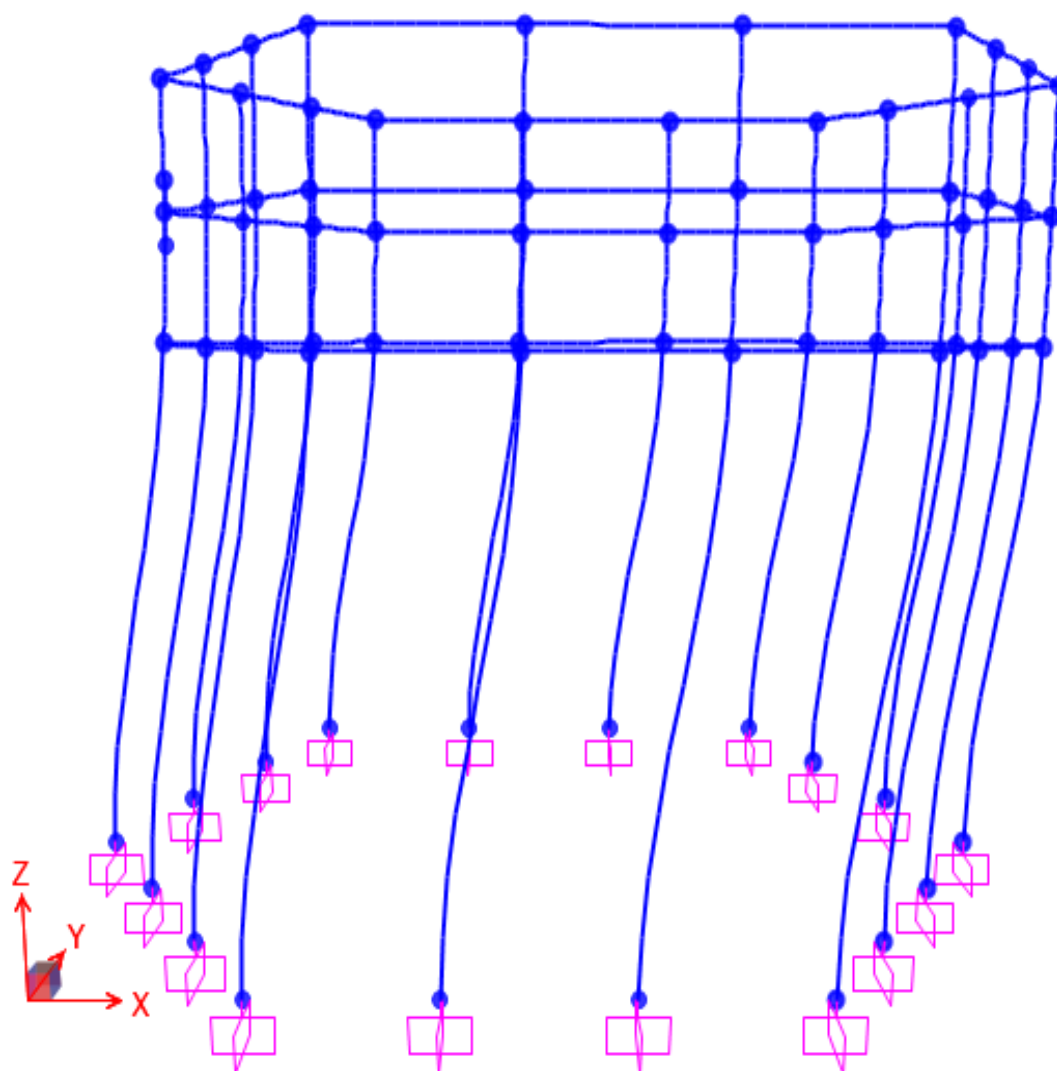


Figura 45 – Deformada da estrutura submetida à força de impacto e peso próprio

A partir dos esforços obtidos, pode-se dimensionar a estaca à flexão composta. Como a força que dimensiona a estrutura de proteção é a força devido ao impacto da embarcação e, através da observação da configuração da deformada da estrutura, é de se esperar que o esforço crítico para a estaca seja o momento fletor, e não a força axial – como ocorre com os pilares de estruturas convencionais, que são elementos também dimensionados à flexão composta.

Observa-se que os maiores esforços de momento fletor foram obtidos para as estacas de números 13, 14, 15 e 16, destacadas na tabela. Analisando a disposição das estacas na geometria do anel e considerando o desnível do vale do canal, é coerente que as estacas do lado esquerdo, por serem mais curtas, apresentem maiores respostas de momento fletor, uma vez que são mais rígidas em comparação às estacas mais compridas. Já com relação aos esforços axiais obtidos, percebe-se que a estaca de número 1, a estaca frontal, é a única com esforço axial final de tração, e a estaca de número 10, diametralmente oposta à estaca frontal na direção do carregamento, é aquela que apresenta o maior esforço final de compressão. Observa-se também que as estacas 18 e 2, próximas à estaca número 1, na parte da frente, apresentaram esforços de compressão menores que a média da maioria das outras, também devido à influência do impacto da embarcação na força axial final.

Portanto, numa análise qualitativa dos valores dos esforços e da deformada da estrutura obtidos, conclui-se que o modelo traduz o comportamento esperado para esta estrutura sob o efeito dos carregamentos de peso próprio e impacto da embarcação. A ilustração das deformações na Figura 44 onde se observa o deslocamento horizontal dos três anéis de rigidez, de forma a ocasionar deslocamentos semelhantes a todas as estacas, traduz que a estrutura se comporta de maneira que os esforços foram relativamente bem distribuídos entre todas as estacas, resultando em momentos fletores com valores próximos uns aos outros. Isto pode ser confirmado observando-se os valores na Tabela 22, em que nenhum valor destoa muito do valor médio de 672 tf.m.

Parte-se, então, para a verificação das estacas consideradas mais críticas sob flexão composta, calculando a área de aço requerida através do auxílio de ábacos. Por garantia, foram verificadas duas estacas críticas: a estaca crítica solicitada ao maior momento fletor

– estaca de número 14; e a estaca crítica solicitada à maior força axial de compressão – estaca de número 10.

Os valores de parâmetros adimensionais ν e μ relativos respectivamente ao esforço axial e ao momento fletor são dados por:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_d}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}}$$

A partir dos valores de ν e μ , da disposição construtiva da armadura e da relação d'/h onde d' é o cobrimento da armadura e h é a altura útil da seção, com o auxílio dos ábacos de Montoya et al. (1978) obteve-se a taxa mecânica de armadura ω . Assim, obtém-se a área de aço A_s conforme a expressão:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Temos que:

- $f_{cd} = 200 \text{ kgf/cm}^2$
- $f_{yd} = 5.000 \text{ kgf/cm}^2$
- $A_c = \pi \cdot D^2/4 = \pi 160^2/4 = 20.106,2 \text{ cm}^2$

Os esforços de cálculo para a estaca de número 14, submetida ao maior momento fletor são:

- $N_{d1} = 253.860,0 \text{ kgf}$
- $M_{d1} = 782.030,0 \text{ kgf.m}$

E para a estaca de número 10, submetida ao maior momento esforço axial:

- $N_{d2} = 513.240,0 \text{ kgf}$
- $M_{d2} = 629.240,0 \text{ kgf.m}$

Desta forma, os resultados para ν , μ e A_s são:

Tabela 25 – Coeficientes e áreas de aço obtidas para as duas estacas críticas

Estaca 14 (Maior momento fletor)		Estaca 10 (Maior esforço axial)	
ν	0,063	ν	0,128
μ	0,122	μ	0,098
ω	0,270	ω	0,150
$A_{s1}(\text{cm}^2)$	271,1	$A_{s2}(\text{cm}^2)$	120,6

A área de aço adotada no projeto foi de:

$$\cdot A_{s0} = 26 \cdot \pi \cdot D^2/4 = 26 \cdot \pi \cdot 2,5^2/4 = 127,6 \text{ cm}^2$$

Percebe-se que o valor obtido para área de aço da estaca crítica número 14, solicitada ao maior momento fletor, foi superior ao valor especificado no projeto original, que é de $A_{s0} = 127,6 \text{ cm}^2$. É importante ressaltar, entretanto, que os modelos utilizados para análise estrutural dos esforços foram modelos distintos, sendo a modelagem realizada para o projeto original bastante mais refinada através de elementos tipo *solid*. Sendo assim, o valor numérico dos esforços para as estacas mais solicitadas obtidos através do modelo utilizado neste trabalho difere do obtido e adotado para o dimensionamento do projeto original. Desta forma, conclui-se que para os esforços obtidos do modelo feito para este trabalho, descritos na Tabela 22, as estacas possuem área de concreto dentro do requerido, porém área de aço insuficiente.

Dentre as imperfeições intrínsecas ao modelo utilizado neste trabalho, pode-se citar primeiramente o fato de a modelagem ter sido toda em elementos *frame*, que são elementos de barra delimitadas por dois nós, em comparação a utilização de elementos *solid* na modelagem do projeto original. A diferença se dá uma vez que os elementos *solid* são elementos finitos de oito nós, proporcionando uma discretização muito maior. Isto pode ter sido bastante significativo principalmente nas seções onde há o cruzamento das estacas com os anéis. Como a seção transversal dos anéis é vazada em concreto armado, foi projetada uma seção mais rígida toda em concreto armado nas proximidades cruzamento das estacas com os anéis, o que garante maior rigidez para o nó, necessária

para garantir a transmissão dos esforços e conseqüentemente a estabilidade da estrutura. Com a utilização de elementos *frame* para modelar os anéis, as seções enrijecidas não são devidamente representadas. Outra questão decorrente da modelagem somente em elementos *frame* em comparação à modelagem em elementos *frame* e *solid* é a possibilidade de uma melhor distribuição do carregamento aplicado – ao invés de, por exemplo, ser aplicado em um trecho em barra, aplicar-se em uma pequena superfície delimitada pela face de contato dos elementos *solid* com a embarcação.

Ademais, o enchimento com areia no vazio dos anéis também não pôde ser simulado neste modelo, o que também altera a resposta da estrutura ao carregamento imposto uma vez que a contribuição da areia como fator estabilizante devido ao seu peso próprio não é levada em conta.

Um outro aspecto que difere da realidade é a representação do solo e a interação solo-estaca. Foi considerado neste trabalho que as camadas superficiais de solo mole e rocha extremamente fraturada haviam sido desconsideradas e que o perfil do vale do canal em elevação representa a rocha firme. Desta forma, considerou-se o engastamento das estacas no ponto onde estas encontram a rocha. Uma representação mais próxima da realidade seria possível através do traçado do diagrama dos esforços na estaca dentro do solo proposto por Snitko (1963), brevemente apresentado por Kézdi (1975), através de um coeficiente de reação do subleito, em que se poderia obter o comprimento interno ao solo tal que o esforço na estaca seria máximo. Este comprimento, calculado para cada estaca, equivalente ao comprimento de engastamento da estaca, seria adicionado ao comprimento total da mesma do tipo ao ponto do engaste. No entanto, por não se tratar de cálculo tão simplória e por não ser objeto principal deste trabalho, além da falta de precisão dos dados da rocha, optou-se por desconsiderar este comprimento adicional de engastamento.

8. CONCLUSÕES

Através do estudo dos principais tipos de sistemas de proteção de pilares, pela literatura mundial e principalmente a americana, pôde-se compreender e descrever as muitas variáveis envolvidas na avaliação e no dimensionamento deste tipo de sistema. Neste trabalho, enfoque maior foi dado a três tipos de sistemas principais: sistema de dolphins, sistema de estacas e sistema de flutuantes. Foram descritas as características, os materiais utilizados e as formas de absorção de energia, além de abordadas algumas proteções ao redor do mundo como exemplificação para cada um dos três principais tipos de sistemas. A partir destas exemplificações, foi possível notar que todos estes três tipos de sistemas podem ser adotados para a proteção contra colisões de grandes embarcações – consequentemente, grandes forças de impacto – sendo capazes de absorver as energias provenientes do choque. Não foi observado, no entanto, tanto na literatura quanto nas descrições de sistemas projetados e/ou executados ao redor do mundo, a preferência por determinados tipos de sistemas em função da lâmina d'água ou do tipo de solo do leito do rio. Foi descrito, ainda, na revisão bibliográfica, uma revisão do histórico de acidentes de colisões contra pilares de pontes no Brasil e no mundo.

O levantamento realizado sobre as proteções adotadas para a proteção de pontes encontradas no Brasil demonstrou a utilização de sistemas em dolfin, estacas, flutuantes e defensas, sendo estes três primeiros os mais numerosos dentre os levantados.

Para o estudo prático, pretendeu-se realizar a análise e verificação de dois projetos de proteções de duas pontes brasileiras: a ponte ferroviária Ayrosa Galvão, no estado de São Paulo, para a qual foi projetado um sistema em dolphins, e a ponte sobre o Rio Paranaíba, no estado do Goiás, onde foi projetado um sistema em estacas.

Para a análise do sistema de dolphins da ponte ferroviária Ayrosa Galvão, foram estudadas a estabilidade ao deslizamento, a estabilidade ao tombamento e a análise das tensões na base do dolfin. Obteve-se um coeficiente de segurança ao deslizamento $CS_D = 1,12$ inferior ao mínimo recomendado por Mason, 1981, de 1,2. Na estabilidade ao tombamento, obteve-se $CS_T = 1,52 > 1,4$, o que representa um valor satisfatório. Foi verificada, ainda, a estabilidade ao tombamento através do método de Cummings, que considera o cisalhamento horizontal do material de enchimento, não considerando a

contribuição devido ao peso próprio do mesmo. Obteve-se um valor insatisfatório de $CS_T = 1,27 > 1,4$. No entanto, observou-se que o método parece conservador quando comparado à verificação ao tombamento tradicional, de modo que o coeficiente obtido, próximo de 1,3, pode ser considerado satisfatório nesta verificação. Com relação à verificação das tensões nas bases do dolfin, obteve-se tração na base próximo à extremidade da face frontal, atingida pela colisão, que deve ser considerada para a armação do bloco que constitui a base do dolfin. Já a compressão máxima obtida foi de 0,263 MPa ou 2,63 kgf/cm², bastante abaixo do valor fornecido pela NBR 6122:1996 para rochas laminadas, estratificadas e com pequenas fissuras de $\sigma_{adm} = 1,5$ MPa ou 15 kgf/cm², o que significa que as tensões estão dentro do suportado pela rocha de fundação com boa margem segurança de $15/2,63 = 5,7$.

A análise da influência da lâmina d'água na estabilidade ao deslizamento e tombamento de um dolfin hipotético, com geometria semelhante àquela proposta para o projeto da ponte Ayrosa Galvão revelou que para uma força de impacto de 2.000 tf, a lâmina d'água máxima para assegurar um coeficiente de segurança de 1,50 ao tombamento seria de 11,0 metros, enquanto que para uma força de 1.400 tf, esta lâmina seria de 12,0 metros. Percebeu-se que, limitando-se o diâmetro do dolfin em 1,0 metro maior que a altura da lâmina d'água, até 10,5 metros de lâmina d'água temos o deslizamento como configuração de ruptura crítica (considerando coeficiente de segurança ao deslizamento também em 1,50), sendo o tombamento crítico a partir de 11,0 metros de lâmina d'água.

A análise do sistema em estacas projetado para a ponte sobre o Rio Paranaíba trouxe área de aço para armadura das estacas superior às do projeto original para suportar os esforços obtidos através do modelo utilizado neste trabalho. Este problema pode ser atribuído à diferença de esforços gerados a partir da modelagem utilizada para este trabalho e a aquela utilizada no projeto original, por serem modelos diferentes sendo este último mais refinado e rebuscado através da utilização de elementos finitos do tipo *solid*, que geram compatibilizações de deslocamentos e tensões de forma muito mais discretizada que outros tipos de elementos de modelagem.

Sendo assim, concluiu-se que a verificação do sistema de dolfins projetado para a ponte Ayrosa Galvão trouxe resultados, no geral, satisfatórios para a sua estabilidade. Já com

relação ao sistema de estacas para a ponte sobre o Rio Paranaíba, analisa-se que devido às diferentes modelagens utilizadas para obtenção dos esforços, entre outras imperfeições intrínsecas ao modelo, descritas anteriormente, a modelagem utilizada neste trabalho trouxe uma verificação insatisfatória da resistência à flexão composta para os esforços na base da estaca.

9. REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges. Washington, 1991.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). LRFD Bridge: Design Specifications. Washington, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9782: Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais. Rio de Janeiro, 1987.

BASTOS, P. Pilares de concreto armado. Estruturas de concreto II – Notas de Aula. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista. Baurry, 2015.

BRANCO, A.M. O transporte aquaviário brasileiro. Tecnológica Online. 2015. Disponível em: <<http://www.tecnologica.com.br/artigos/transporte-aquaviario-brasileiro/>> Acesso em 13 de novembro de 2015.

BRITO, M.A.N. SOBRINHO, B.E. MANSUR, F.C.M. Critérios de Definição e Dimensionamento de Proteção de Pilares em Pontes. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2014.

CARVALHO, R. PINHEIRO, L. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Pini, Volume 2. São Paulo, 2009.

CENTRO DE HIDROGRAFIA DA MARINHA. Aviso aos navegantes: Hidrovia Tietê-Paraná. Diretoria de Hidrografia e Navegação da Marinha do Brasil. Niterói, 2013.

COMIN, C. Estruturas portuárias: distribuição de esforços na infraestrutura devidos à amarração e atracação de embarcações. Universidade Federal do Pará. Belém, 2015.

CONSOLAZIO, G. COWAN, D. R. Nonlinear Analysis of Barge Crush Behavior and its Relationship to Impact Resistant Bridge Design. Computers and Structures. 2003.

CONSOLAZIO, G.R. COWAN, D.R. Numerically Efficient Dynamic Analysis of Barge Collisions with Bridge Piers. Journal of Structural Engineering. 2005.

FERREIRA, A.N. Estudo de Acidentes na Hidrovia Tietê-Paraná: Aspectos Preventivos – São Paulo, 2000.

FERREIRA, A.N. Estudo de Acidentes na Hidrovia Tietê-Paraná: Aspectos Preventivos – São Paulo, 2000.

FRANDBSEN, A.G. Accidents involving bridges. IABSE Colloquium. Copenhagen, 1983.

FROZÉ, C.E. Transporte hidroviário de gado: Um sistema alternativo para a região do Tietê-Paraná. Rio de Janeiro, 2004.

HEINS, C.P. Bridge Dolphins subjected to impact. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Colloquium on Ship Collision with Bridge and Offshore Structures. Copenhagen, 1983.

HEINS, C.P. CHIU, L.Y.B. Dynamic Analysis of Dolphins subjected to ship impact. Colloquium on Ship Collision with Bridge and Offshore Structures. Copenhagen, 1982.

KÉZDI, A. Pile Foundations. In: WINTERKORN, H. FANG, H. Foundation engineering handbook. Nova York, 1975. p. 556-600.

KNOTT, M. FLANAGAN, M. Pier Protection for the Sunshine Skyway Bridge. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Colloquium. Copenhagen, 1983.

LARSEN, O.D. Ship Collision with Bridges: The Interaction between Vessel Traffic and Bridge Structures. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). Zurich, 1993.

LAURA, P.A.A. NAVA, L.C. An economic device for protecting bridge piers against ship collisions. Ocean Engng, Vol. 8, No. 3. Puerto Belgrano, Argentina. 1981.

MANEN, S.E.V. FRANDSEN, A.G. Ship Collision with Bridges, Review of Accidents. Ship Collision Analysis. Copenhagen, Denmark, 1998.

MASON, Jayme. Obras portuárias. Rio de Janeiro: Campus; Brasília: Portobrás. 1981.

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES. Transportes no Brasil – Síntese Histórica. 2015. Disponível em: <<http://www.transportes.gov.br/transporte-aquaviario.html>> Acesso em 12 de novembro de 2015

MINORSKY, V.U. An analysis of Ship Collisions with Reference to Protection of Nuclear Power Plants. Journal of Ship Research. 1959.

MONTOYA, P. MESEGUER, A. CABRÉ, F. Hormigón armado. Editorial Gustavo Gili. 7ª ed. Barcelona, 1978.

OLIVEIRA, F.F. SOUSA JR, L.C. PEDROSO, L.J. Análise de alguns parâmetros que influenciam na estabilidade de barragens gravidade de concreto. XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Comitê Brasileiro de Barragens. Salvador, 2003.

PADOVEZI, C.D. CALTABELOTI, O. Sistema flutuante de proteção de pilares de pontes junto a rotas de navegação. 2º Seminário Nacional de Transporte Hidroviário Interior. Jaú, 2001.

PAGOT, L.A. O sistema de Transporte Hidroviário no Brasil. Seminário Internacional sobre Hidrovias. Brasília, 2009.

PEDERSEN, P.T. VALSGARD, S. OLSEN, D. SPANGENBER, S. Ship impacts: Bow collisions. 3° International Symposium on Structural Crashworthiness and Failure. Liverpool, 1993.

SAUL, R. SVENSSON, H. Means of reducing the consequences of ship collisions with bridges and offshore structures. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Reports. 1983.

SILVA, J. C. L. A estratégia brasileira de privilegiar as rodovias em detrimento das ferrovias. Brasil Escola. Disponível em <<http://www.brasilecola.com/geografia/por-que-brasil-adotou-utilizacao-das-rodovias-ao-inves-.htm>>. Acesso em 20 de novembro de 2015

SVENSSON, H. Protection of bridge piers against ship collision. Steel Construction. 2009.

SVENSSON, H. Protection of Bridge Piers Against Ship Collision. Steel Construction. 2009

TAMBS-LYCHE, P. Vulnerability of Norwegian bridges across channels. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Reports. Copenhagen, 1983.

TOKARSKI, A. Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ). Hidrovias Brasileiras. 22° Encontro Nacional de Entidades Portuárias e Hidroviárias. Maceió, 2007.

VASCONCELOS, Z.L. Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.

VOYIADJIS, G.Z. Feasibility of Tubular Fender Units for Pier Protection Against Vessel Collision. Technical Report. Department of Civil and Environmental Engineering Louisiana State University. 2008.

WANG, J. BU, L. CAO, C. Code Formulas for Ship-Impact Design of Bridges. Journal of Bridge Engineering. 2012.

WANG, J. YAN, H. QIAN, H. Comparisons of Ship Collision Design Formula for Bridges Based on FEM Simulations. Journal of Highway and Transportation Research and Development. 2006.

WANG, J. YAN, H. QIAN, H. Comparisons of Ship Collision Design Formula for Bridges Based on FEM Simulations. Journal of Highway and Transportation Research and Development. Shanghai, 2006.

WANKE, P. FLEURY, P.F. Transporte de cargas no Brasil: Estudo exploratório das principais variáveis relacionadas aos diferentes modais e às suas estruturas de custos. Capítulo 12, pp 409 a 465. Brasília, 2006.

WHITMAN, R. Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 1984

ZNAMENKSY, D. Algumas considerações sobre a segurança e estabilidade das barragens de peso contra o deslizamento e o cisalhamento. Comitê Brasileiro de Barragens. Belém. 2007.

Fontes das fotografias do item 4.2 do Capítulo 4.

- (1) Disponível em: <<http://www.ahrana.gov.br/upload/89e1647dc3.JPG>>
- (2) Disponível em: <<http://www.ahrana.gov.br/upload/54e929cbc4.jpg>>
- (3) Disponível em: <<http://www.ahrana.gov.br/upload/1de3623807.jpg>>
- (4) Disponível em:
<<http://www.constran.com.br/contratodetalhes.php?idcontrato=93#prettyPhoto>>
- (5) Disponível em: <<http://www.ahrana.gov.br/down.php?downId=101.>>
- (6) Disponível em: <<http://www.ahrana.gov.br/upload/6ac82df7b2.JPG>>
- (7) Disponível em: <<http://www.panoramio.com/photo/3769220>>
- (8) Relatório de Execução da Proteção dos Pilares da Ponte SP-255 – fornecido pelo DNIT
- (9) Disponível em:
<<http://www.verissimofundacoes.com.br/fundacoes/index.php/obras/68-ampliacao-do-canal-de-navegacao-da-ponte-ferroviaria-ayrosa-galvao-pederneiras-sp.html>>
- (10) Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Terceira_Ponte>
- (11) Disponível em:
<<http://i103.photobucket.com/albums/m158/cacobianchi/PonteMarab2.jpg>>
- (12) Disponível em: <<http://www.panoramio.com/photo/41983062>>
- (13) Disponível em: <<http://www.erin.com.br/pt-br/portfolio/defensa-flutuante-ponte-rio-negro>>
- (14) Disponível em: <http://www.constremac.com.br/mostra_obra.aspx?codigo=102>
- (15) Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Rio-Niter%C3%B3i#/media/File:Rio_de_Janeiro_Ponte_Niteroi_Aerea_104_Feb_2006.JPG>