



Pedro Jorge de Teixeira Mateus

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Modelação Dinâmica do Embate de Embarcações Sobre Pilares de Pontes

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Professor Doutor José Nuno Varandas Ferreira,
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor João C. G. Rocha de Almeida
Arguente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu
Vogal: Professor Doutor José Nuno Varandas Ferreira



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Outubro de 2015

Modelação Dinâmica do Embate de Embarcações Sobre Pilares de Pontes

“Copyright” Pedro Jorge de Teixeira Mateus, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Começo por agradecer aos Professores que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, em especial ao meu orientador, Professor José Nuno Varandas, pelo apoio e disponibilidade.

Agradeço também à minha família que sempre me deu a força necessária para seguir em frente.

Agradeço aos meus amigos e colegas, especialmente ao David, Hugo e Palma pelo companheirismo, momentos de descontração, ajuda, disponibilidade e interesse demonstrado. Obrigado também por me ajudarem a elevar a fasquia.

Resumo

Após o embate de uma embarcação contra o maciço do pilar da Ponte 25 de Abril em Lisboa e tendo em conta a importância desta estrutura, levantaram-se algumas preocupações referentes à segurança da ponte quanto a este tipo de solicitações. Como tal, no seguimento desta problemática, o principal objetivo do presente trabalho é avaliar a resposta da Ponte 25 de Abril sujeita ao embate de embarcações.

Sabe-se que a Ponte 25 de Abril foi dimensionada tendo como base o sismo de El Centro de 1940, não tendo sido feito um estudo pormenorizado na temática do embate de uma embarcação uma vez que os momentos na base do maciço, resultantes do sismo estudado no projeto, eram largamente superiores aos mesmos momentos provocados por uma força no topo do maciço que pretendia simular o embate de uma embarcação. No entanto, as expressões que pretendem simular o efeito de um embate de uma embarcação em pilares de pontes evoluíram desde a data do projeto.

Sendo os maciços dos pilares os elementos estruturais diretamente sujeitos ao evento do embate, transmitindo posteriormente os deslocamentos e forças aos respetivos pilares, o presente estudo focou-se nestes elementos. Para se estudar o comportamento do maciço de um pilar da ponte sujeito a estas ações dinâmicas, foram necessários dados para se definir a estrutura em causa e a respetiva solicitação, como também foi necessário um programa de cálculo não-linear de estruturas indicado para o presente caso.

Obteve-se o projeto da Ponte 25 de Abril assim como dados relativos a todas as embarcações que cruzaram a Ponte no ano de 2014.

A modelação da estrutura e respetivas solicitações foram feitas com recurso ao programa de cálculo não-linear de estruturas *Extreme Loading for Structures*, que utiliza o *Método dos Elementos Aplicados*.

A partir do modelo do maciço do pilar da ponte traçaram-se as curvas de capacidade dinâmica e estática da estrutura e simularam-se tanto o sismo de El Centro de 1940 como o embate da embarcação mais condicionante que poderia ter ocorrido no ano de 2014.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios efetuados no presente trabalho verificou-se que, embora o embate de uma embarcação possa ser mais condicionante do que o sismo para o qual foi dimensionada, a estrutura do maciço

resiste a ambas as solicitações não apresentando danos significativos.

Palavras chave:

Embate de embarcações, Método dos Elementos Aplicados, Análise dinâmica, Modelação dinâmica

Abstract

After the collision of a vessel against the pier foundation of the 25 de Abril Bridge in Lisbon and given the importance of this structure, some concerns regarding the safety of the bridge in this kind of situation arose. As such, following this issue, the main objective of this study is to evaluate the response of the 25 de Abril Bridge to the collision of vessels.

It is known that the 25 de Abril Bridge was designed based on the 1940 El Centro earthquake and a detailed study on the topic of the collision of vessels was not made. This was due to the fact that the bending moments at the base of the pier foundation, resulting from the studied earthquake in the project, were widely superior to the same bending moments caused by a force at the top of this structure that was intended to simulate the collision of a vessel. However, the formulas intended to simulate the effect of the collision of a vessel in bridge's pier have evolved since the project was finished.

Since pier foundations are the elements directly subject to a collision, subsequently transferring the displacements and forces to the respective column, the study on the behavior of this structure focused on these elements. In order to study the behavior of a bridge's pier foundation subject to these dynamic actions, it was required data to define the structure in question and the respective load, as well as a non-linear structural analysis software suitable for the present case.

The 25 de Abril Bridge project as well as data on all vessels that crossed the bridge in 2014 were obtained.

The modeling of the structure and respective loads were made using the non-linear structural analysis software *Extreme Loading for Structures*, which uses the Applied Element Method.

From the pier foundation's model, which considered the influence of the surrounding water and soil, the static and dynamic capacity curves were drawn and afterwards both the El Centro 1940 earthquake and the worst case scenario for the vessel impact, as it could have occurred in 2014, were simulated.

Based on the results obtained in this study it was found that, although the collision of a vessel can be more conditioning than the earthquake for which it was designed, the structure of the pier foundation resists both loads without showing significant damage.

Keywords:

Vessel collision, Applied Element Method, Dynamic Analysis, Dynamic Modeling

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xv
Simbologia	xvii
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos e metodologia	2
1.3 Organização da dissertação	3
2 Embate de Navios em Pontes	5
2.1 Metodologia clássica de análise	5
2.1.1 Informações de base e estudos	5
2.1.2 Desenvolvimento dos critérios de “aceitação” dos riscos	6
2.1.3 Probabilidade da ocorrência de uma colisão	6
2.1.4 Análise do impacto	6
2.1.5 Avaliação das consequências do acidente	7
2.1.6 Medidas de redução de riscos	7
2.2 Forças de embate	10
2.2.1 Fórmulas de cálculo da força estática equivalente	10
2.2.2 Simulação do embate	13
3 Método dos Elementos Aplicados	17
3.1 Introdução	17
3.2 Formulação do MEA	18
3.2.1 Formulação do MEA sob solicitação estática para pequenos deslocamentos	18
3.2.2 Formulação do MEA sob solicitação estática para grandes deslocamentos	20

3.2.3	Formulação do MEA em regime dinâmico para pequenos deslocamentos	20
3.2.4	Formulação do MEA em regime dinâmico para grandes deslocamentos	21
3.3	Materiais	22
3.3.1	Modelos de materiais	22
3.3.2	Modelo misto de aço-betão	24
3.3.3	Critério de rotura	24
4	 Caso de Estudo	27
4.1	Generalidades	27
4.2	Dados sobre estrutura	27
4.2.1	Geometria	28
4.2.2	Processo construtivo	28
4.2.3	Materiais	30
4.3	Dados sobre o tráfego no Rio Tejo	31
5	 Modelo Numérico do Maciço de Suporte do Pilar	33
5.1	Introdução	33
5.2	Descrição da estrutura	33
5.3	Processo de modelação	36
5.3.1	Modelação do maciço	36
5.3.2	Cargas Aplicadas	40
5.3.3	Malha da estrutura	40
5.3.4	Modelação do solo envolvente	41
5.3.5	Modelação da água envolvente	43
5.4	Verificação do modelo	46
5.4.1	Verificação da rigidez	46
5.4.2	Verificação do solo	47
5.4.3	Verificação da água	51
5.4.4	Verificação do amortecimento	52
5.5	Curva de capacidade	55
5.6	Simplificações do modelo	55
6	 Embate de Embarcações em Pilares de Pontes	57
6.1	Introdução	57
6.2	Definição da força de embate	57
6.3	Resultados da simulação	59
6.4	Conclusões	63
7	 Análise Dinâmica Sobre o Evento Sísmico	65
7.1	Introdução	65
7.2	Sismo de El Centro	66
7.3	Resposta sísmica	68
7.4	Comparação com embate de uma embarcação	72

8 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	75
8.1 Conclusões	75
8.2 Desenvolvimentos futuros	76
Bibliografia	77

Índice de Figuras

2.1	Situações críticas de cruzamento de navios	6
2.2	Aplicação de uma ilha artificial na proteção de um pilar	8
2.3	Exemplo de aplicação de estruturas guia	8
2.4	Exemplo de uma estrutura <i>dolphin protection</i>	9
2.5	A eficiência das estruturas de proteção flutuante consoante várias geometrias de navios	10
2.6	Representação das definições de ESL	13
2.7	Navio modelado em MEF	14
2.8	Comparação das expressões de embate	15
3.1	Domínio do MEA comparado com o domínio do MEF	18
3.2	Graus de liberdade e molas de interface	19
3.3	Modelação em MEA	19
3.4	Modelo de compressão do betão de Maekawa	23
3.5	Varões de aço sob solicitação axial	24
3.6	Modelação de uma secção mista aço-betão	25
3.7	Determinação das tensões principais	25
4.1	Desenhos do projeto da Ponte 25 de Abril	29
4.2	Processo de construção do maciço de apoio do pilar P3	30
4.3	Histograma do DWT das embarcações	32
5.1	Secção S1 em planta, desenhada em AutoCAD	34
5.2	Secção S2 em planta, desenhada em AutoCAD	34
5.3	Geometria da zona superior do maciço vista em planta	35
5.4	Perfis utilizados na modelação do maciço	36
5.5	Faseamento da modelação em ELS	37
5.6	Pormenor dos pilares PE nas interseções das paredes interiores	38
5.7	Pormenores do Modelo em ELS	39
5.8	Modelo do maciço do pilar 3 da Ponte 25 de Abril em ELS	40
5.9	Modelo do maciço no Pegasus com solo	42
5.10	Modelo do maciço com o solo no ELS	44
5.11	Influência do solo no comportamento da estrutura	45
5.12	Geometria em AutoCAD	47
5.13	Rigidez K_y do maciço para a fase 4	48

5.14	Comparação da deformada em perfil longitudinal dos modelos do maciço em SAP2000, Pegasus e ELS sob ação de uma força de 36000 kN na direção y	49
5.15	Modelos em Pegasus e SAP2000	49
5.16	Comparação da deformada estática em altura dos modelos do maciço com o solo envolvente em SAP2000, Pegasus e ELS sob ação de uma força de 36000 kN na direção y	50
5.17	Influência da água na resposta estrutural do maciço	51
5.18	Amortecimentos exteriores colocados no ELS	53
5.19	Influência do amortecimento proveniente do solo	54
5.20	Influência do amortecedor na fronteira do solo	54
5.21	Influência do parâmetro C no amortecimento	54
5.22	Curva de capacidade estática	55
6.1	Exemplo do posicionamento da carga de embate aplicada ao maciço de apoio	58
6.2	Força aplicada no maciço	58
6.3	Área de aplicação do embate	59
6.4	Deslocamentos no topo do maciço	60
6.5	Força basal	60
6.6	Momento na base do maciço	61
6.7	Pormenor da parede exterior do maciço deformada devido ao embate de uma embarcação	61
6.8	Maciço deformado devido ao efeito do embate de uma embarcação	62
6.9	Fendas resultantes do embate de uma embarcação	62
7.1	Localização de Portugal relativamente às placas tectónicas	65
7.2	Acelerograma do sismo de El Centro 1940, sentido Este-Oeste, aplicado na direção x do modelo	67
7.3	Acelerograma do sismo de El Centro 1940, sentido Norte-Sul, aplicado na direção y do modelo	67
7.4	Força basal do maciço sujeito ao sismo de El Centro	68
7.5	Momentos na base do maciço sujeito ao sismo de El Centro	69
7.6	Deslocamentos no topo do maciço sujeito ao sismo de El Centro	70
7.7	Amplificação do sinal sísmico	71
7.8	Força basal em y	72
7.9	Momento em torno de x na base do maciço	73
7.10	Deslocamentos em y no topo do maciço	73
7.11	Acelerações em y no topo do maciço	74

Índice de Tabelas

1.1	Embates de navios em pilares de pontes	1
2.1	Caraterísticas de embarcações para “caminhos de água interiores” .	12
2.2	Exemplos de resultados de ESL1 e ESL2 usando a equação (2.9) .	14
4.1	Resistência do aço utilizado no maciço	31
4.2	Resistência do betão utilizado no maciço	31
4.3	Tratamento dos dados fornecidos pela empresa Porto de Lisboa . .	32
5.1	Dimensões finais da malha da estrutura	41
5.2	Influência do solo	43
5.3	Determinação de C_m	44
5.4	Definição da densidade submersa dos materiais	46
5.5	Inércias obtidas através de AutoCAD	47
5.6	Rigidez da estrutura nas diferentes fases da modelação	48
5.7	Comparação dos deslocamentos em y no topo do maciço	48
5.8	Determinação da rigidez do solo	50
5.9	Fator de correção Γ	52
5.10	Determinação da frequência da estrutura submersa	52

Simbologia

Apresenta-se nesta secção a simbologia mais importante do presente trabalho. Símbolos usados pontualmente não serão incluídos. Neste trabalho utilizar-se-á o ponto “.” como separador decimal.

Convenção

a, A, α Escalar

a Vetor

A Matriz

Acrónimos e abreviaturas

AASHTO *American Association of State Highway and Transportation Officials*

CEN *Comité Européen de Normalisation*

CEMT *Conferência Europeia dos Ministros dos Transportes*

DWT *Dead Weight Tonnage*

EC1 Eurocódigo 1

EC8 Eurocódigo 8

ELS *Extreme Loading for Structures*

ESL *Equivalent Static Load*

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

LNEC Laboratório Nacional da Engenharia Civil

MEA Método dos Elementos Aplicados

MEF Método dos Elementos Finitos

PTV Princípio dos Trabalhos Virtuais

UNL Universidade Nova de Lisboa

Símbolos Latinos

- a* Comprimento de influência da mola
- b* Altura do elemento perpendicular às molas de interface
- C** Matriz de amortecimento
- C* Amortecimento exterior
- C_m* Coeficiente da densidade de massa adicionada
- D_x* Dimensão em planta do maciço na direção x
- D_y* Dimensão em planta do maciço na direção y
- d* Distância entre molas da mesma face
- d_s* Altura do maciço debaixo de água
- E* Módulo de elasticidade do material
- e* Espessura do elemento
- f** Vetor das forças aplicadas
- f_m** Vetor das forças no elemento
- F_x* Força aplicada na direção x
- F_y* Força aplicada na direção y
- f_c* Tensão máxima do betão à compressão a 28 dias
- f_{c eq}* Tensão do betão à compressão modificada
- f_u* Tensão de tração última do aço
- f_y* Tensão de cedência do aço à tração
- G* Módulo de distorção do material
- H* Altura total do maciço
- H_s* Altura do maciço fora do solo
- I_x* Inércia da estrutura em torno do eixo x
- I_y* Inércia da estrutura em torno do eixo y
- K_G** Matriz de rigidez global do sistema
- K* Rigidez equivalente do navio
- K_{solo}* Rigidez equivalente ao solo envolvente
- K_x* Rigidez da estrutura associada à direção x

- K_y Rigidez da estrutura associada à direção y
- k_h Módulo de reação do terreno
- k_n Rigidez axial da mola de interface
- k_s Rigidez de corte da mola de interface
- M** Matriz de massa
- M Massa de impacto do navio
- \mathbf{r}_G Vetor das forças residuais devido a alterações geométricas
- \mathbf{r}_m Vetor das forças residuais devido à não linearidade do material
- r_0 Dimensão do maciço correspondente ao raio do cilindro
- T_{eff} Tempo efetivo de embate
- \mathbf{u} Vetor dos deslocamentos
- v Velocidade linear

Símbolos Gregos

- $\Delta \mathbf{f}(\mathbf{t})$ Vetor incremental de carga
- $\Delta \mathbf{u}$ Vetor incremental do deslocamento
- $\Delta \dot{\mathbf{u}}$ Vetor incremental da velocidade
- $\Delta \ddot{\mathbf{u}}$ Vetor incremental da aceleração
- $\Delta \ddot{\mathbf{u}}_g$ Vetor incremental da aceleração da gravidade
- δ_x Deslocamento na direção x
- δ_y Deslocamento na direção y
- ν Coeficiente de Poisson do material
- ρ Densidade do material
- ρ_{est} Densidade do maciço
- ρ_{estsub} Densidade do maciço submerso
- ρ_{sub} Densidade do material submerso
- σ_P Tensão normal principal máxima de tração
- σ_1 Tensão normal principal
- σ_2 Tensão normal secundária

τ Tensão tangencial

ω_n Frequência natural da estrutura

ω_{sub} Frequência natural da estrutura parcialmente submersa

ζ Fator de amortecimento

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

A passagem de embarcações perto de estruturas no mar ou em rios, como por exemplo pilares de pontes, representa um possível perigo para a estrutura devido à possibilidade de ocorrência de colisões causando possíveis danos que resultam na redução do seu período de vida útil assim como custos económicos referentes à necessidade de reparações. Por isso mesmo, um dos muitos objetivos a alcançar quando se está a dimensionar este tipo de estruturas é assegurar que o risco de ocorrência de tais acidentes, nomeadamente aqueles que possam pôr em causa a segurança da estrutura, sejam baixos o suficiente ao ponto de serem considerados aceitáveis.

No entanto, ao longo dos anos, ocorreram vários incidentes envolvendo embates de navios em pilares de pontes, resultando em danos significativos para a estrutura da ponte, e nalguns casos também fatalidades, tal como se mostra na Tabela 1.1.

Tabela 1.1: Embates de navios em pilares de pontes (adaptado de [40])

Nome da Ponte	Ano	Fatalidades
Severn River Railway Bridge, U.K.	1960	5
Lake Ponchartain, U.S.A.	1964	6
Sidney Lanier Bridge, U.S.A.	1972	10
Lake Ponchartain Bridge, U.S.A.	1974	3
Tasman Bridge, Australia	1975	15
Pass Manchac Bridge, U.S.A.	1976	1
Tjorn Bridge, Sweden	1980	8
Sunshine Skyway Bridge, U.S.A.	1980	35
Lorraine Pipeline Bridge, France	1982	7
Sentosa Aerial Tramway, China	1983	7
Volga River Railroad Bridge, Russia	1983	176
Claiborn Avenue Bridge, U.S.A.	1993	1
CSX/Amtrak Railroad Bridge, U.S.A.	2001	47
Port Isabel, U.S.A.	2001	8
Webber-Falls, U.S.A.	2002	12

Em Portugal, no dia 22 de Novembro de 2014 deu-se um embate ligeiro de uma embarcação contra um dos maciços de apoio do pilar da Ponte 25 de Abril. Apesar de não ter tido quaisquer consequências estruturais relevantes, este episódio veio trazer algumas preocupações ao público em geral e em particular os engenheiros civis, tendo-se levantado algumas questões como:

- Estará a ponte preparada para este tipo de solicitações?
- Que danos na estrutura resultariam de uma situação extrema de colisão de uma embarcação de grande porte?

Além dos aspetos acima referidos, é também de notar que eventuais danos ou suscetibilidades apresentadas resultariam, aos olhos dos utilizadores da ponte, em desconforto e desconfiança em relação à utilização da mesma. É também importante que a ponte resista aos danos sem que estes impliquem a sua paragem de funcionamento uma vez que, no caso da Ponte 25 de Abril, representaria a obstrução de um dos principais pontos de acesso à cidade de Lisboa.

1.2 Objetivos e metodologia

Tendo em conta as preocupações acima referidas e uma vez que a Ponte 25 de Abril começou a ser construída em 1962, tendo sido o projeto feito numa data anterior as ferramentas de análise envolvidas no dimensionamento da mesma não são tão sofisticadas como as existentes hoje em dia, colocando-se assim a possibilidade de estudar estas ações acedendo a sofisticados programas que permitem uma simulação bastante aproximada da realidade como o caso do *Extreme Loading for Structures* (ELS) [14].

Assim, neste trabalho propõe-se a simulação numérica computacional de um eventual embate de uma embarcação na estrutura/maciço que suporta um dos pilares centrais da Ponte 25 de Abril, de forma a apontarem-se respostas às questões formuladas na secção anterior. Este trabalho também se propõe comparar a resposta da estrutura ao embate com a sua resposta a um sismo.

Uma vez que se pretende fazer um estudo bastante localizado, tratando-se apenas do maciço do pilar da ponte, é necessário assumir que não existe interferência da restante estrutura no comportamento do maciço.

Dado a natureza do estudo presente nesta dissertação, em vez de um estudo probabilístico e de análise de riscos pormenorizado, tendo em conta todas as possíveis ocorrências associando-as as suas probabilidades, neste trabalho irá simular-se o caso da ocorrência mais gravosa possível, dentro dos cenários possíveis.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação é composta por oito capítulos.

O Capítulo 1, *Introdução*, corresponde ao presente capítulo, onde se efetua uma abordagem geral ao tema deste trabalho, introduzindo-o.

O Capítulo 2, *Embate de Navios em Pontes*, é a secção onde se apresentam algumas das fórmulas existentes para simular a força de embate de uma embarcação contra o pilar de uma ponte. É aqui que se escolhe qual destas fórmulas será a utilizada no presente trabalho assim como a sua duração e ponto de aplicação.

Apresenta-se no Capítulo 3, *Método dos Elementos Aplicados*, a formulação deste método, alguns conceitos teóricos assim como a sua aplicação no programa de cálculo comercial *Extreme Loading for Structures*.

No Capítulo 4, *Caso de Estudo*, descreve-se a estrutura em estudo, nomeadamente a sua localização, geometria, processo construtivo, materiais utilizados, assim como também se apresentam alguns dados sobre o tráfego de embarcações no Rio Tejo que se cruzaram com a ponte no ano de 2014.

O Capítulo 5, *Modelo Numérico do Maciço de Suporte do Pilar*, descreve o processo de modelação da estrutura em estudo com recurso ao *Extreme Loading for Structures*, apontando-se as simplificações tomadas ao longo deste processo assim como as respetivas verificações. Ainda neste capítulo se apresentam as respostas estática e dinâmica da estrutura em causa.

No Capítulo 6, *Embate de Embarcações em Pilares de Pontes*, apresentam-se os resultados da análise do embate de uma embarcação no maciço da ponte, de acordo com as conclusões obtidas no Capítulo 2.

O Capítulo 7, *Análise Dinâmica Sobre o Evento Sísmico*, começa com uma referência sobre a problemática dos sismos em Portugal, introduzindo também o Sismo de El Centro de 1940. Por fim, apresentam-se os resultados da resposta sísmica da estrutura quando sujeita ao Sismo de El Centro de 1940.

No Capítulo 8, *Conclusões e Desenvolvimentos Futuros*, expõem-se as principais conclusões e sugerem-se possíveis desenvolvimentos futuros no seguimento do presente trabalho.

Capítulo 2

Embate de Navios em Pontes

2.1 Metodologia clássica de análise

Pedersen [25] desenvolveu uma metodologia para analisar a situação de embate de navios em pontes, definindo várias etapas para este estudo:

1. Informações de base, estudos e acordos;
2. Desenvolvimento dos critérios de “aceitação” dos riscos;
3. Probabilidade da ocorrência de uma colisão;
4. Análise do impacto;
5. Avaliação das consequências do acidente;
6. Medidas de redução de riscos.

2.1.1 Informações de base e estudos

Para o estudo da possibilidade de embate de embarcações em estruturas no mar ou em rios, são necessárias informações ao nível da batimetria, geometria e alinhamento da ponte, rotas das embarcações e a sua disposição aquando da passagem destas através da ponte assim como as suas características: geometria, volume e velocidade.

Para uma avaliação inicial dos riscos é necessário garantir que o vão da ponte tenha um comprimento que deve ser pelo menos $L=3.2(L_1+L_2)$ (Figura 2.1). Isto para que se possa admitir que algum embate com pilares da ponte resulte apenas de falhas técnicas a bordo do navio e que nada tenha a ver com a dificuldade acrescida devido à presença da ponte.

Como exemplo, analisando os dados fornecidos pela empresa Porto de Lisboa, (apresentados com maior detalhe no Capítulo 4) a situação em que duas embarcações se cruzaram, cuja soma dos seus comprimentos (L_1+L_2) foi máxima, ocorreu quando dois cruzeiros se encontraram ($L_1=345$ m e $L_2=339$ m) resultando assim num vão mínimo aconselhável de $L=2188.8$ m. Uma vez que o

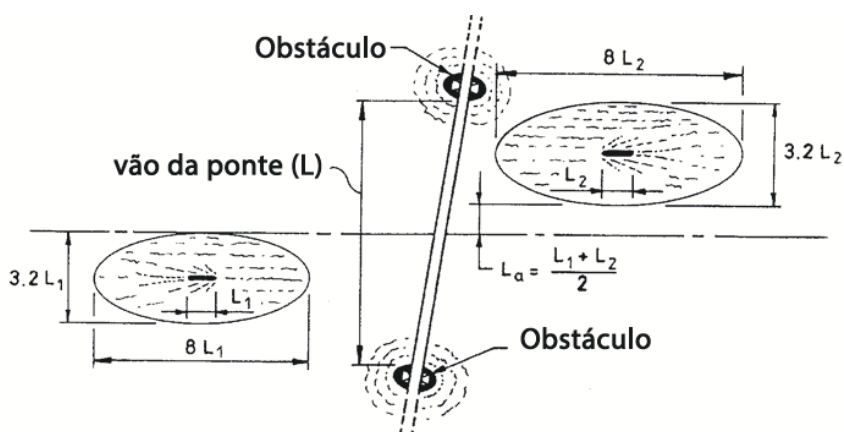


Figura 2.1: Situações críticas de cruzamento de navios (adaptado de [25])

vão principal da Ponte 25 de Abril tem 1012.9 m, considera-se que esta ponte está sujeita aos riscos de colisão.

2.1.2 Desenvolvimento dos critérios de “aceitação” dos riscos

O benefício de atravessar a ponte deve ser muito maior do que o risco de ocorrer algum tipo de acidente de grande escala devido a embates de embarcações contra pilares de pontes, terremotos ou ainda colisões de aeronaves. Assim sendo, tem-se dois critérios de aceitação de riscos:

- Tempo de interrupção do tráfego da ponte;
- Frequência de acidentes envolvendo risco de fatalidades.

Para que se possa proceder à respetiva medida de redução de riscos, a soma dos custos atendendo a custos diretos do acidente, custos de riscos acumulados dos utilizadores, custos ambientais e custos económicos, deve ser superior aos custos das medidas de redução de riscos.

2.1.3 Probabilidade da ocorrência de uma colisão

A probabilidade de ocorrência é determinada através de formulas especialmente desenvolvidas para cada situação em questão (tendo em conta os vãos, tipo de embarcação, as suas velocidades e pesos) [25]. No entanto, neste trabalho não se pretende aprofundar esta temática.

2.1.4 Análise do impacto

Quando a probabilidade de ocorrência de um embate é conhecida, o passo seguinte é o cálculo do risco dado que o embate ocorre, caso essa probabilidade o justifique. Este é calculado tendo em conta as probabilidades das várias possibilidades de ocorrência do acidente tais como os vários pontos onde a

embarcação pode embater na estrutura, os diferentes ângulos com que esta colisão se pode dar e os respetivos danos na estrutura.

Uma vez que se pretende fazer um estudo focado nos efeitos do embate de uma embarcação, em vez de um estudo pormenorizado analisando todos os possíveis casos associando-os às suas probabilidades de ocorrência, irá simular-se o caso da situação mais gravosa, dentro dos cenários possíveis.

2.1.5 Avaliação das consequências do acidente

Dependendo dos resultados provenientes do passo anterior, avaliam-se as consequências que o acidente provoca no maciço de apoio ao pilar que irá estar diretamente sujeito ao embate, verificando-se os esforços e a existência de rotura nos elementos estruturais. Avalia-se também a introdução de acelerações e deslocamentos no topo do maciço.

2.1.6 Medidas de redução de riscos

A melhor maneira de se proteger pilares de pontes contra colisões de embarcações é colocá-los fora do alcance destas, de preferência fora de água. No entanto, nem sempre é possível devido à limitação dos vãos ou, como no presente caso, a ponte já se encontra construída.

Excluindo a opção da escolha da posição dos pilares, existem várias outras opções para se reduzir o risco de embate de uma embarcação na estrutura de uma ponte. Muitas destas passam pela proteção ao nível de evitar o embate direto na estrutura da ponte ou absorver grande parte da energia de impacto ao ponto de a ponte não sofrer danos significativos. Apresentam-se seguidamente alguns exemplos de vários tipos de proteção para pilares de pontes sujeitos ao embate de embarcações [28].

Ilhas artificiais

Tal como o nome indica, passa por criar uma ilha em volta do pilar de modo a absorver a energia cinética, parando gradualmente as embarcações antes que estas cheguem a colidir com o pilar da ponte ou outro elemento estrutural. Este tipo de proteções, se previamente protegidas contra a erosão, não necessitam de futuras manutenções sendo apenas necessária alguma atenção aquando de um embate para que se volte a preencher o material danificado devido à ocorrência do mesmo. No entanto, reduzem o espaço para a passagem das embarcações, aumentam a velocidade da corrente e são pouco práticas de se construir em águas profundas.

Estruturas guia

As estruturas guia protegem o pilar através da sua própria deformação, absorvendo parte da energia cinética da embarcação. Para que seja eficaz, deve ser colocada a uma distância de cerca de 10 m do pilar, sendo necessário remover algum do espaço útil à passagem de embarcações. Estas estruturas não estão



Figura 2.2: Aplicação de uma ilha artificial na proteção de um pilar [28]

preparadas para colisões frontais, sendo úteis apenas em situações de embates indiretos com embarcações de dimensões pequenas a médias. Embates de maior dimensão necessitariam de uma quantidade de aço de tal forma exagerada que seria mais económico aumentar o vão da ponte (numa situação ainda de dimensionamento).



Figura 2.3: Exemplo de aplicação de estruturas guia [28]

Estruturas de proteção independentes

Neste tipo de proteções inserem-se vários exemplos de estruturas, como as *dolphin protection* e as estruturas de proteção flutuante.

As *dolphin protection*, apresentada na Figura 2.4 são estruturas de betão armado, que se encontram a uma determinada distância do pilar protegendo-o ao levar com a totalidade do impacto, ao invés do pilar da ponte.

Pelo facto de serem bastante caras e muito suscetíveis à corrosão (uma vez que se trata de betão armado dentro de água), opta-se normalmente pelas proteções flutuantes, se bem que a sua função depende bastante da geometria da embarcação, uma vez que esta poderá conseguir passar por cima da estrutura flutuante, tal como se mostra na Figura 2.5, em que nos dois primeiros casos a estrutura funciona bem mas nos dois últimos já existe um risco grande de uma

embarcação passar por cima da estrutura, não tendo o efeito pretendido. Além deste risco apresentado, o seu sistema de ancoragem sofre bastante corrosão e é de difícil inspeção.

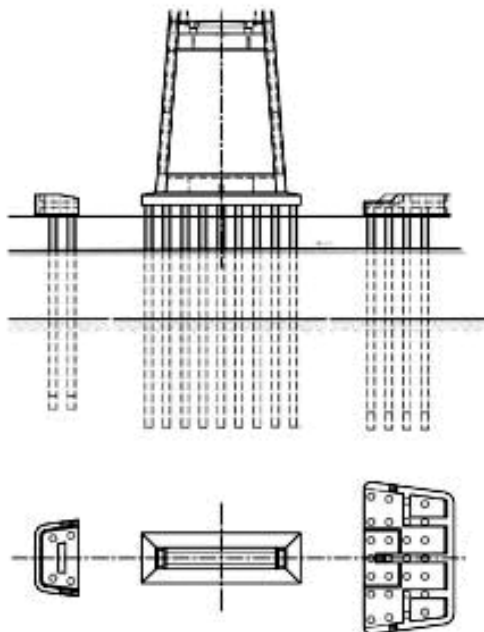


Figura 2.4: Exemplo de uma estrutura *dolphin protection* (adaptado de [28])

Pilares fortes

Situação em que o próprio pilar está dimensionado de modo a aguentar sozinho o impacto de embarcações, não comprometendo de alguma maneira a integridade da ponte e não apresentando deslocamentos significativos nem permanentes. É nesta categoria que se espera que o maciço de apoio ao pilar da ponte em estudo se encontre, e assim, evitar a necessidade de incluir qualquer outro tipo de medidas de redução de riscos aqui apresentadas.

Outras soluções

Por vezes optam-se por mais que uma das soluções acima apresentadas, de modo a associar as melhores características de cada uma e colmatar as suas falhas. Por vezes adotam-se soluções não apresentadas nesta lista mas que devido ao contexto possam fazer sentido como por exemplo a colocação de um material de revestimento no pilar, de forma a atenuar o efeito do embate em situações em que o impacto não seja preocupante mas continue a haver risco de danos superficiais na estrutura, provocando o descasque do betão e expondo armaduras.

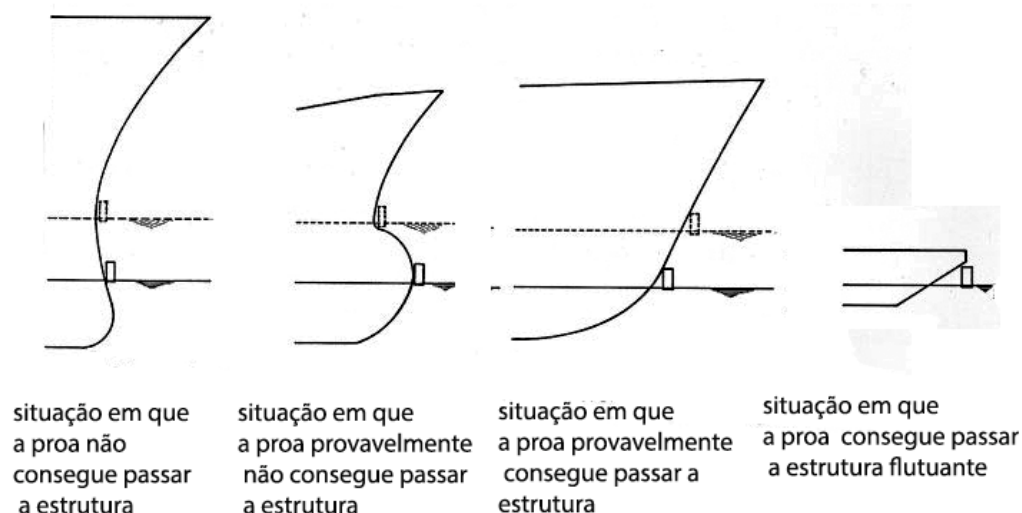


Figura 2.5: A eficiência das estruturas de proteção flutuante consoante várias geometrias de navios (adaptado de [28])

2.2 Forças de embate

Presentemente existem algumas formulas que podem ser usadas para calcular as forças de colisão, obtidas através de experiências. No entanto, estas não conseguem representar a totalidade dos efeitos da colisão devido à simplicidade dos seus parâmetros. Além disto, era muito difícil conseguir resultados para esta problemática através de modelos reduzidos pois a similaridade dos comportamentos mecânicos não lineares são até à data impossíveis de criar. Assim sendo, a melhor e mais exata forma de se adquirirem as forças de embate é através da simulação não linear recorrendo-se a técnicas e *softwares* de elementos finitos [36].

Provou-se que as forças de colisão são determinadas meramente através das características das embarcações uma vez que a rigidez dos pilares das pontes é muito grande, quando comparado com a das embarcações, sendo que a parte que estará mais sujeita a colapsar será a embarcação. Assim, para determinação das forças de colisão, é aceitável considerar-se que o pilar de uma ponte é uma parede rígida [41].

2.2.1 Fórmulas de cálculo da força estática equivalente

Woisin

Conduziram-se em 1980, as únicas investigações teóricas disponíveis na temática do embate de embarcações tendo sido estas para o caso da colisão frontal de dois navios. Para se poder proceder à proteção dos pilares das pontes sujeitas ao embate de navios, Woisin [38] levou a cabo testes, que o conduziram a uma

expressão para a força de impacto em função do tempo, e de onde se conclui que a força de impacto máxima surge inicialmente, entre os 0.1 e os 0.2 segundos, apresentando valores que excedem o dobro da média da força de impacto no restante tempo da solicitação. A partir dos resultados de Woisin, Svensson [28] concluiu que a força estática equivalente ao impacto de um navio contra um muro rígido é proporcional à raiz quadrada do seu *Dead Weight Tonnage* (DWT) (ou “porte” em português), ou seja a soma de todos os pesos variáveis que o navio é capaz de embarcar em segurança, sendo constituído pelo somatório dos pesos do combustível, água, mantimentos, consumíveis, tripulantes, passageiros, bagagens e carga embarcados. No entanto, devido à larga gama de velocidades de embate possíveis, foi adicionada à expressão uma margem de incerteza de 50 % aos valores da força estática equivalente ao impacto, P :

$$P = 0.88\sqrt{DWT} \pm 50\% \quad (2.1)$$

AASHTO

Mais tarde, com o avanço do Método dos Elementos Finitos (MEF), desenvolveram-se formulas mais precisas e revistas para várias situações. O código da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) de 2009 [20] fornece uma fórmula para estimar a força estática equivalente (ESL), em MN:

$$ESL = 0.122 v\sqrt{DWT}, \quad (2.2)$$

onde v é a velocidade do navio no momento do embate em m/s.

EC1

Por sua vez, o *Comité Européen de Normalisation* (CEN) define ESL no Eurocodigo 1 (EC1) [5] como sendo:

$$ESL = v\sqrt{KM}, \quad (2.3)$$

em que K é a rigidez equivalente do navio e M a massa de impacto em toneladas, que pode ser obtida na Tabela 2.1 para o caso de navios a circular em “caminhos de água interiores”. Para a equação (2.3) o CEN define $v = 3$ m/s e $K = 5$ MN/m para vias interiores navegáveis e $v = 3$ m/s e $K = 15$ MN/m para navegações no mar. Uma vez que se obtiveram as velocidades correspondentes a cada uma das embarcações assim como o seu DWT e comprimento, optou-se por usar as respetivas velocidades e, usando a Tabela 2.1, determinar-se o valor de M a partir do comprimento do navio.

Wang

Wang et al [36] realizaram um significativo trabalho computacional utilizando o MEF. De acordo com estes autores, a força, $F(t)$, atuante no pilar de uma ponte devido ao embate de uma embarcação tem três fases: aumento inicial muito

Tabela 2.1: Características de embarcações para “caminhos de água interiores” (adaptado de [5])

Classe CEMT ¹⁾	Comprimento da embarcação [m]	Massa da embarcação <i>M</i> [ton]
I	30-50	200-400
II	50-60	400-650
III	60-80	650-1000
IV	80-90	1000-1500
Va	90-110	1500-3000
Vb	110-180	3000-6000
VIa	110-180	3000-6000
VIb	110-190	6000-12000
VIcc	190-280	10000-18000
VII	300	14000-27000

¹⁾ CEMT: Conferência Europeia dos Ministros dos Transportes, classificação proposta a 19 de Junho de 1992 e aprovada pelo Council of European Union a 29 de Outubro de 1993

rápido, desenvolvimento estável e decrescimento novamente bastante rápido. No entanto, em modelações computacionais, a duração de todo este evento é variável. De modo a evitar durações definidas arbitrariamente definiu-se tempo de colisão efetivo, T_{eff} , como sendo:

$$T_{eff} = \sum t, \quad (2.4)$$

$$F(t) > F_{min}, \quad (2.5)$$

$$F_{min} = \eta F_{max}, \quad (2.6)$$

onde t é o tempo, F_{min} é o limiar de força que deve ser tida em conta para se contabilizar no T_{eff} , enquanto que $F > F_{min}$. F_{max} é a força máxima de impacto e η um fator de redução.

Desta forma, Wang et al apresenta duas definições para ESL. A primeira, denominada de ESL1, é diretamente o valor de F_{max} , no entanto, visto que apenas pontualmente se alcança esse valor, definiu-se uma segunda ESL, denominada de ESL2. Os valores de $F(t)$ provenientes das colisões computacionais podem ser arranjados de forma crescente, onde N_0 é o número total de valores discretos de $F(t)$ durante T_{eff} e N_i o número cumulativo de valores discretos de $F(t)$ para $F(t) < F_i$ [36]. Posto isto, consegue-se definir a frequência cumulativa, p_i como sendo:

$$p_i = \frac{N_i}{N_0} \quad (2.7)$$

Se p_0 for um dado percentil do valor de $F(t)$ (normalmente usa-se 0.95), o segundo ESL é:

$$ESL = F_i(p_i = p_0) \quad (2.8)$$

Resumindo, tem-se $ESL1 = F_{max}$ e $ESL2 = F_i(p_1 = 0.95)$. Na Figura 2.6

mostra-se o gráfico de uma situação de embate na no qual se pode observar a força de impacto em função do tempo cujos resultados foram obtidos através do estudo do embate de um navio de 5000 DWT, rigorosamente modelado em MEF (Figura 2.7) contra um muro rígido a uma velocidade de 5 m/s. Aqui representam-se as definições de ESL (ESL1 com uma reta com um círculo e ESL2 com um triângulo).

Através da adaptação de pares de valores ESL-DWT para vários impactos e usando métodos analíticos de correlação, alcançou-se uma fórmula para a ESL que depende tanto da velocidade como do DWT e da qual conseguem ser obtidos os valores de ESL1 e ESL2:

$$ESL = \alpha(DWT)^{\beta}v, \quad (2.9)$$

em que $\beta = 0.6$ para ambas as situações, $\alpha = 0.055$ para o caso da ESL1 e $\alpha = 0.050$ para a ESL2. Mostram-se alguns resultados para o exemplo de 5000 DWT na Tabela 2.2.

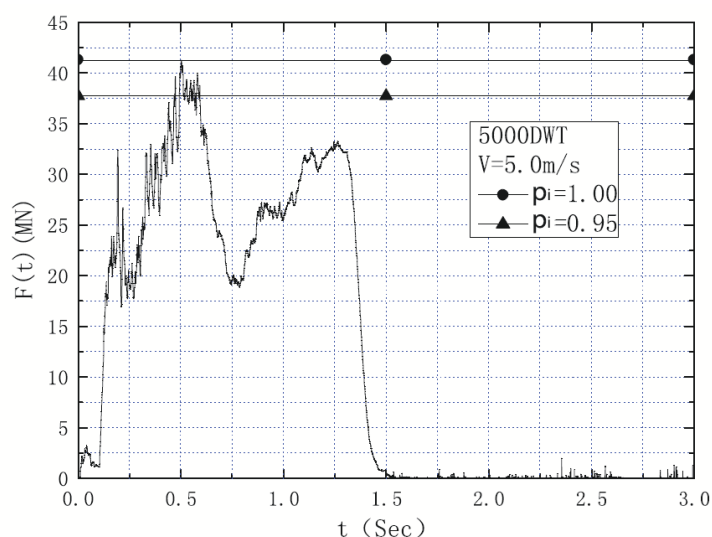


Figura 2.6: Representação das definições de ESL (adaptado de [36])

2.2.2 Simulação do embate

Pretende-se nesta secção efetuar uma comparação das fórmulas atrás apresentadas, considerando para o efeito valores característicos dos principais parâmetros envolvidos.

De acordo com os dados fornecidos pela empresa Porto de Lisboa, as embarcações que se dirigem para os portos existentes em Alcântara e no Cais da Rocha, circulam com uma velocidade média de 2.5 m/s, enquanto que as restantes circulam a 6 m/s. Utilizando estas duas velocidades, estudaram-se as expressões acima apresentadas (Figura 2.8).

Uma vez que não se está a dimensionar mas sim a testar a segurança de uma

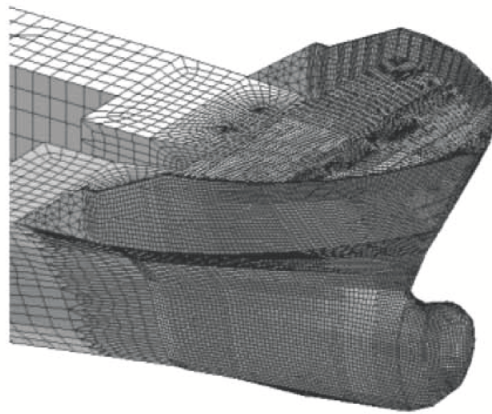


Figura 2.7: Navio modelado em MEF [36]

Tabela 2.2: Exemplos de resultados de ESL1 e ESL2 usando a equação (2.9) (adaptado de [36])

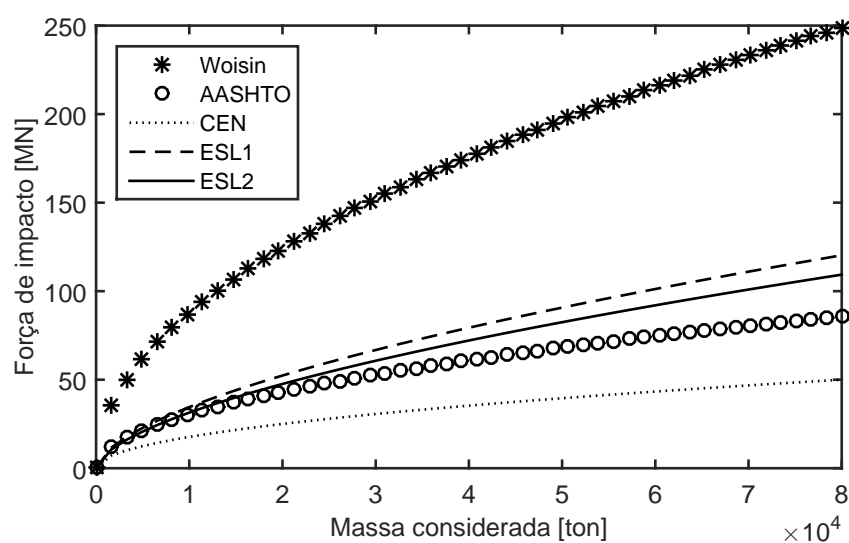
v [m/s]	ESL1 [MN]	ESL2 [MN]	T_{eff} [s]
1	17	16.74	1.09
1.5	19.56	18.12	1.08
2	20.22	18.99	1.19
2.5	25.45	23.73	1.17
3	31.56	29.42	1.18
3.5	34.25	33.42	1.17
4	40.04	37.89	1.13
4.5	43.46	39.38	1.48
5	41.28	37.74	1.43

estrutura já existente à possibilidade de uma ocorrência que poderá colocar em causa a integridade de uma ponte de grande relevância, pretende-se encontrar uma expressão, ainda que realista, que esteja do lado da segurança. Assim, procura-se dentro das expressões apresentadas aquela que mais sobrevaloriza o valor da carga de embate. Apresentam-se na Figura 2.8 as forças estáticas equivalentes.

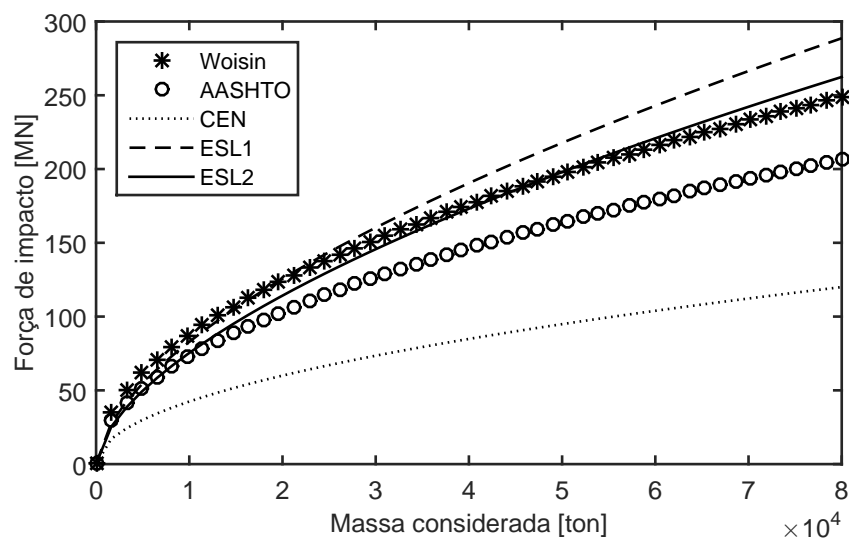
Relembra-se que a expressão sugerida por Woisin (não tendo sido aqui considerada com a margem de erro de 50 %) é já bastante antiga e pouco desenvolvida, não dependendo da velocidade. Esta parece ajustada para os 6 m/s mas sobrevalorizando os valores para as velocidades mais baixas e por essa mesma razão não se considerou a sua utilização para a simulação do embate das embarcações no maciço. A expressão presente no EC1 depende da massa e não do DWT. Por isso mesmo e tal como já foi referido acima, utilizaram-se os valores de M sugeridos pelo EC1 presentes na Tabela 2.1, dependendo do valor do comprimento da embarcação. No entanto, os valores sugeridos para a massa das embarcações são consideravelmente inferiores quando comparados com os valores de DWT fornecidos pela empresa Porto de

Lisboa para os respetivos comprimentos. Por esta razão compreende-se que os valores das forças de embate sejam inferiores aos obtidos através das restantes expressões e por isso mesmo, embora seja um documento de referência para os engenheiros na Europa, também não será esta a expressão adotada no presente trabalho.

Depois da expressão apresentada por Woisin, a mais condicionante é a equação (2.9) para o ESL1, tanto para 2.5 como para 6 m/s e por essa razão será a expressão considerada para a simulação do embate de embarcações no maciço de apoio do pilar.



(a) Velocidade de 2.5 m/s



(b) Velocidade de 6 m/s

Figura 2.8: Comparação das expressões de embate

Por fim, resta determinar a duração da carga aplicada de modo a que seja feita

uma simulação o mais aproximada da realidade quanto possível. Para que o tempo de aplicação da força não limite os deslocamentos máximos da estrutura, é necessário que este seja superior ao período próprio da mesma, de maneira a permitir que se mobilizem os deslocamentos máximos nos dois sentidos.

Posto isto, decidiu-se que a solicitação deve ser aplicada durante um tempo da mesma ordem de grandeza dos valores de T_{eff} apresentados na Tabela 2.2, optando-se então por utilizar uma duração de 1.5 s. Este valor respeita a condição de ser maior do que o período próprio da estrutura, como se terá a oportunidade de ver mais à frente. Além disso, é também superior à gama de valores de T_{eff} apresentados.

Capítulo 3

Método dos Elementos Aplicados

3.1 Introdução

As análises estruturais já são feitas com recurso ao Método dos Elementos Finitos (MEF) há mais de cinco décadas, sendo este método adequado quando se procura analisar ou dimensionar estruturas sujeitas a cargas tradicionais, tais como cargas estáticas ou cargas moderadamente dinâmicas, pelo que os códigos de dimensionamento, na maioria dos casos, permitem estudos lineares. No entanto, aquando de solicitações extremas numa estrutura, é necessário conseguir prever se esta resiste o suficiente para garantir a evacuação das pessoas.

Durante a solicitação de uma estrutura até ao colapso existem duas fases: uma contínua e uma discreta. É na segunda fase, a partir do momento em que os elementos se separam, que o Método dos Elementos Aplicados (MEA), desenvolvido por Tagel-Din e Kimiro Meguro, vem colmatar as limitações dos métodos já existentes, nomeadamente o MEF, uma vez que consegue simular o comportamento não-linear das estruturas até ao colapso, passando pela fase elástica, início e propagação de fendas, interações internas dos materiais, separação de elementos, a sua trajetória como corpo rígido e eventual colisão com estruturas adjacentes, conforme esquematizado na Figura 3.1 [14]. Outras desvantagens do MEF que o MEA consegue colmatar é o facto de o MEF não conseguir simular a separação dos elementos e a simulação de colisões ser muito demorada.

Pelo que se pôde observar no decorrer deste trabalho, a principal desvantagem do MEA é o facto de necessitar de bastante tempo de análise para um número razoável de elementos que simule o problema real.

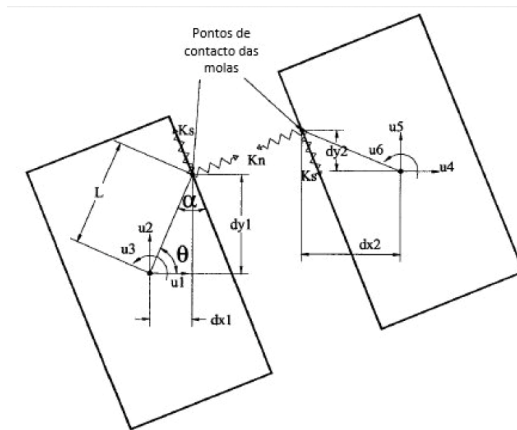


Figura 3.2: Graus de liberdade e molas de interface (adaptado de [22])

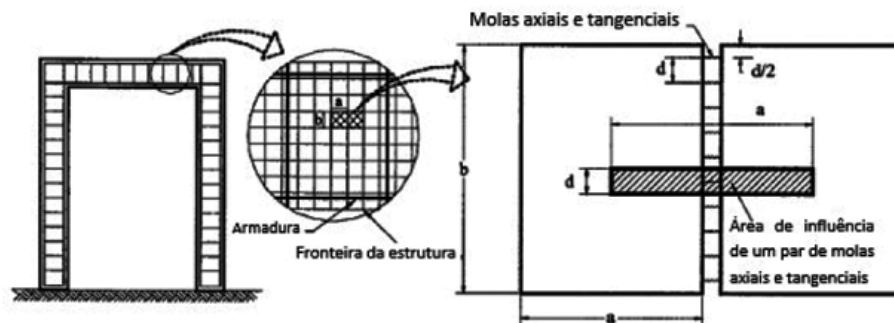


Figura 3.3: Modelação em MEA (adaptado de [22])

de interface permitem deformações à volta de cada elemento originando assim a deformação da estrutura.

Tal como em MEF, a matriz de rigidez global, \mathbf{K}_G , é gerada pela contribuição de todas as molas que constituem o elemento, sendo que cada posição da matriz corresponde a um determinado grau de liberdade e para cada um destes, a respetiva posição na matriz \mathbf{K}_G é preenchida assumindo deslocamentos nessa direção e assumindo forças no centroide. A equação que governa o sistema é:

$$\mathbf{K}_G \mathbf{u} = \mathbf{f}, \quad (3.2)$$

onde \mathbf{u} é o vetor dos deslocamentos e \mathbf{f} o vetor das cargas aplicadas. Com esta técnica, consegue-se determinar as incógnitas através do controlo tanto com forças como com deslocamentos, sendo que no primeiro se conhece \mathbf{f} e determina \mathbf{u} e no segundo caso as forças são determinadas através da colocação de deslocamentos impostos nos graus de liberdade.

3.2.2 Formulação do MEA sob solicitação estática para grandes deslocamentos

De forma a efetuar análises para grandes deslocamentos é necessário calcular uma nova matriz de rigidez que considere a alteração da geometria e tenha também em conta a redistribuição dos esforços.

Ao contrário do MEF, o MEA não necessita de gerar uma matriz de “rigidez geométrica” auxiliar. Neste caso, para grandes deslocamentos e em regime estático [23], a equação que governa o sistema é a seguinte:

$$\mathbf{K}\Delta\mathbf{u} = \Delta\mathbf{f} + \mathbf{r}_m + \mathbf{r}_G, \quad (3.3)$$

onde \mathbf{K} é a matriz de rigidez não-linear, $\Delta\mathbf{u}$ o vetor incremental de deslocamento aplicado, $\Delta\mathbf{f}$ o vetor incremental de carga, \mathbf{r}_m o vetor das forças residuais devido a fendilhação ou incompatibilidade entre tensões e deformações na mola e \mathbf{r}_G o vetor das forças residuais devido a alterações geométricas durante o carregamento.

3.2.3 Formulação do MEA em regime dinâmico para pequenos deslocamentos

Em pequenos deslocamentos, a equação dinâmica do movimento é a seguinte [31]:

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\Delta\mathbf{u} = \Delta\mathbf{f}(\mathbf{t}) - \mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{u}}_g, \quad (3.4)$$

onde \mathbf{M} é a matriz de massa, \mathbf{C} a matriz de amortecimento, \mathbf{K} a matriz de rigidez não linear, $\Delta\mathbf{f}(\mathbf{t})$ o vetor incremental de carga aplicada e $\Delta\dot{\mathbf{u}}$, $\Delta\ddot{\mathbf{u}}$ e $\Delta\ddot{\mathbf{u}}_g$ os vetores incrementais de velocidade, aceleração e aceleração da gravidade, respetivamente. A equação (3.4) é resolvida através da técnica de integração numérica de Newmark Beta [7].

De modo a simplificar o problema dinâmico e reduzir o tamanho necessário para a definição da matriz de massa e de inércia, tanto a inércia como a massa são assumidas como concentradas no centróide de cada elemento. A matriz de massa correspondente a um elemento, no caso de elementos quadrangulares bidimensionais é:

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b^2 \times e \times \rho \\ b^2 \times e \times \rho \\ b^4 \times e \times \rho / 6.0 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

onde b é a dimensão do elemento, e a sua espessura e ρ a densidade do material. Note-se que M_1 e M_2 são a massa do elemento e M_3 é momento de inércia em torno do centróide. A matriz de massa correspondente é diagonal e desempenha uma função importante na análise de movimento de corpos rígidos, uma vez que as forças de inércia têm efeitos significativos no mecanismo de rotura durante o colapso estrutural.

As fontes de amortecimento da estrutura consideradas nas análises de betão armado são as seguintes:

1. Fendilhação do betão;
2. Dissipação de energia durante ações de carga e descarga;
3. Descarga das armaduras após cedência;
4. Dissipação de energia durante o processo de abertura e fecho de fendas. Quando a fenda está fechada, a rigidez de corte é assumida como sendo igual à inicial. Depois da reabertura das fendas, as forças de corte desenvolvidas durante o fecho são redistribuídas resultando assim na dissipação de energia de corte armazenada durante o processo de fecho das fendas.

As fontes de amortecimento acima referidas apenas afetam o comportamento da estrutura em fase não linear, sendo que a matriz de amortecimento, \mathbf{C} , tem em conta outras fontes de amortecimento, não consideradas acima e que têm efeito predominante em regime elástico:

$$\mathbf{C} = \mathbf{M} C, \quad (3.6)$$

$$C = 2 \times \zeta \times \omega_1, \quad (3.7)$$

em que C é o amortecimento exterior ou viscoso, parâmetro que se aplica nas características dos materiais para ter em conta as outras fontes de amortecimento acima referidas, ζ o fator de amortecimento e ω_1 a primeira frequência natural da estrutura. A partir de análises modais determina-se ω_1 e daqui obtêm-se os valores da matriz de amortecimento usando as equações acima apresentadas [31].

Para se tomar partido do coeficiente C , convém que se conheça a frequência própria da estrutura de forma a se calcular o acréscimo de amortecimento pretendido.

3.2.4 Formulação do MEA em regime dinâmico para grandes deslocamentos

Tal como no caso de uma ação estática, a grande diferença entre grandes e pequenos deslocamentos está no facto de se ter de considerar os efeitos das alterações geométricas. Neste caso, tem-se em conta na equação do movimento para pequenos deslocamentos, os referidos efeitos devido às alterações geométricas. A equação dinâmica geral do movimento para grandes deformações é:

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\Delta\mathbf{u} = \Delta\mathbf{f}(\mathbf{t}) + \mathbf{r}_m + \mathbf{r}_g, \quad (3.8)$$

onde \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez não linear, respetivamente, $\Delta\mathbf{f}(\mathbf{t})$ o vetor incremental de carga aplicada e $\Delta\dot{\mathbf{u}}$, $\Delta\ddot{\mathbf{u}}$ e $\Delta\ddot{\mathbf{u}}_g$ os vetores incrementais de velocidade, aceleração e aceleração da gravidade,

respetivamente. Tal como já foi referido anteriormente, os termos \mathbf{r}_m e \mathbf{r}_G representam as cargas residuais devido ao comportamento não linear do material e a não linearidade geométrica.

Após se aplicar uma pequena carga incremental, a geometria da estrutura é alterada e, tal como já foi explicado anteriormente, vai ocorrer uma incompatibilidade entre a geometria da estrutura e as cargas externas resultando no vetor \mathbf{r}_G que substitui a matriz de rigidez geométrica.

3.3 Materiais

3.3.1 Modelos de materiais

Cada mola ou matriz de molas é referente a um modelo de material específico, cada modelo tem os seus próprios parâmetros que definem as propriedades do material. Apresentam-se nas seguintes secções os modelos de materiais usados na formulação do MEA e implementados no ELS, utilizados na modelação da estrutura estudada na presente dissertação.

Modelo de material elástico linear

Quando um material é definido como elástico linear, a sua relação tensões-extensões é linear sendo definida à custa de dois parâmetros independentes: módulo de Young, E , e o coeficiente de Poisson, ν . As tensões e extensões podem alcançar valores muito elevados sem que este material altere o seu comportamento.

Modelo de Betão

Para modelação do betão sob compressão, adotou-se o modelo de compressão de Maekawa [24], representado na Figura 3.4.

Este modelo permite a simulação realística do comportamento destas estruturas em condições últimas e de serviço. O betão é simulado com base num modelo de plasticidade que permite descargas/recargas para o comportamento à compressão e um modelo de fratura para a tração.

O módulo de elasticidade inicial é uma característica intrínseca do material, enquanto que o módulo de elasticidade representativo dos ramos de descarga e recarga é obtido com o valor da extensão no local da mola. O efeito das tensões de confinamento é considerado nas zonas de compressão adotando a função de rotura biaxial de *Kupfer* [18]. Assim, a tensão do betão à compressão modificada, f_{ceq} , é dada pela seguinte expressão:

$$f_{ceq} = \frac{1 + 3.65(\sigma_1/\sigma_2)}{(1 + \sigma_1/\sigma_2)^2} f_c, \quad (3.9)$$

onde σ_1 e σ_2 são as tensões principais e f_c a tensão máxima do betão à compressão. A equação (3.9) indica que a resistência á compressão associada a cada mola é variável e depende do seu estado de tensão. Após se atingir a

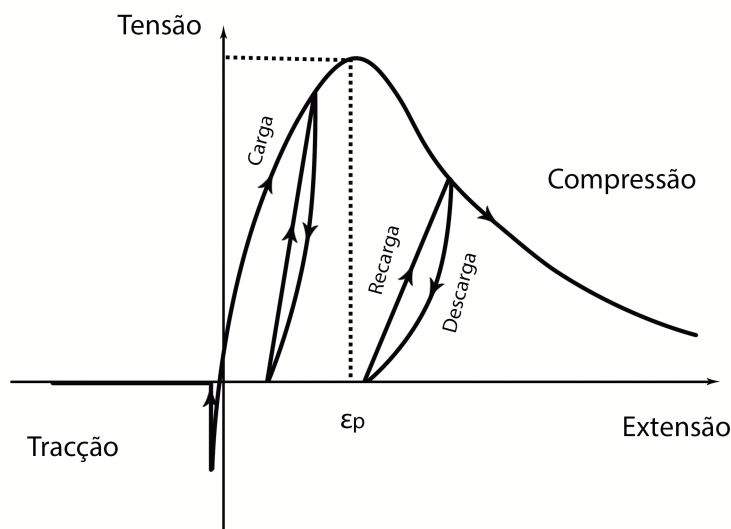


Figura 3.4: Modelo de compressão do betão de Maekawa (adaptado de [24])

tensão última de compressão do betão, é atribuída à mola uma rigidez com o valor de 0.01 do valor inicial permitindo a continuidade entre elementos.

Quando o betão está sujeito à tração a sua rigidez é assumida como sendo igual à inicial até ao ponto em que o betão começa a abrir fendas (quando este atinge a tensão última de tração). As molas sujeitas a estes níveis de tensão, baixam a sua rigidez para zero, ficando apenas os valores de tensão residuais que serão redistribuídas no passo de carregamento seguinte.

Modelo das armaduras de aço

Para os varões de aço, o modelo usado é apresentado na Figura 3.5 e foi desenvolvido por Ristic [26]. A rigidez tangente da mola de aço é obtida de acordo com as extensões na mola, efeitos de carga/descarga e historial de mudanças de direção do limite de elasticidade. A principal vantagem deste modelo é o facto se ter em conta o efeito das cargas e descargas no material assim como as mudanças de direção do limite de elasticidade do aço (conhecido como efeito de Bauschinger) sem grandes complicações adicionais na análise.

A formulação dos modelos de comportamento dos materiais no ELS envolve algumas hipóteses [31]:

- Os efeitos da encurvadura das armaduras não é considerado;
- Em regime estático é assumida uma rigidez mínima para as molas de betão de 0.01 do valor inicial quando estas atingem a tensão máxima, sendo as tensões residuais geradas redistribuídas no passo de cálculo seguinte por meio de forças com o sentido oposto, aplicadas nas molas axiais;
- Em regime dinâmico a técnica de redistribuição utilizada no regime estático não pode ser aplicada pois o comportamento dinâmico dos elementos após

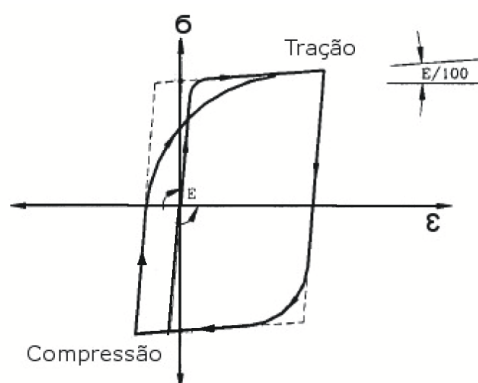


Figura 3.5: Varões de aço sob solitação axial (adaptado de [14])

a separação seria bastante afetada devido ao facto de se assumir o valor mínimo de rigidez, perdendo-se a precisão do movimento de corpo rígido. Assim sendo, nas análises dinâmicas, a rigidez da mola é nula desde a abertura da primeira fenda.

3.3.2 Modelo misto de aço-betão

Estes elementos são modelados tal como se mostra na Figura 3.6. O elemento é dividido em várias células e são colocadas molas de aço nos locais onde se encontra a secção metálica, havendo aqui uma interface bem definida entre estes dois materiais.

Na modelação deste tipo de elementos assume-se que [14]:

- A interação entre esforços normais nas duas direções perpendiculares das placas que constituem a secção metálica não são tidas em conta. Isto é aceitável quando a direção longitudinal representa a principal direção das tensões na secção de aço;
- A rotura não se dá entre membros. A possibilidade de falha entre ligações não é prevista pelo ELS.

3.3.3 Critério de rotura

O critério utilizado no MEA para avaliação da rotura é o de Mohr-Coulomb, onde τ é a tensão de corte, σ_1 e σ_2 são as tensões principais em que a segunda é dada pela equação (3.11). Esta expressão é uma interpolação entre as tensões nos pontos B e C de forma a obter a tensão num ponto A que dista x do ponto C e $a - x$ do ponto B (Figura 3.7).

O critério de Mohr-Coulomb passa por determinar a tensão principal máxima de tração, σ_P (definida na equação (3.10)), e compará-la com a tensão resistente do respetivo material [32]:

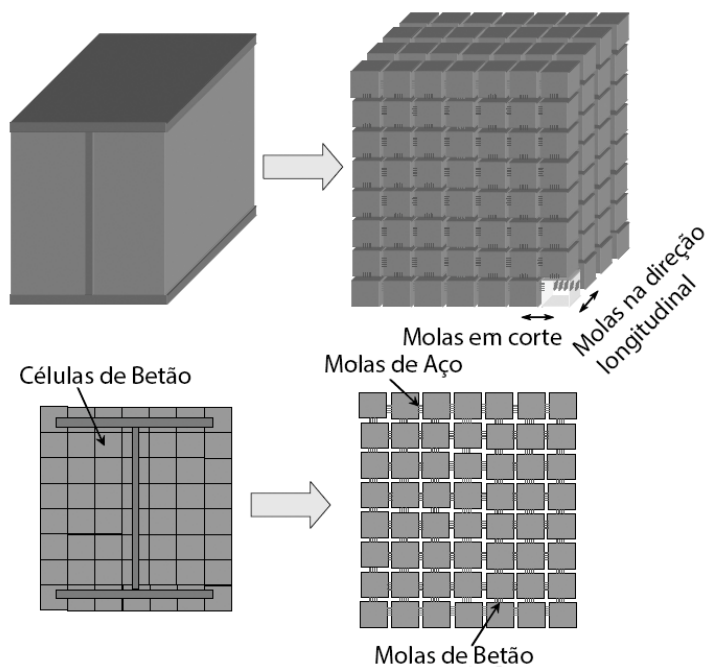


Figura 3.6: Modelação de uma secção mista aço-betão (adaptado de [14])

$$\sigma_P = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right)^2 + \tau^2}, \quad (3.10)$$

$$\sigma_2 = \frac{x}{a} \sigma_B + \frac{a-x}{a} \sigma_C \quad (3.11)$$

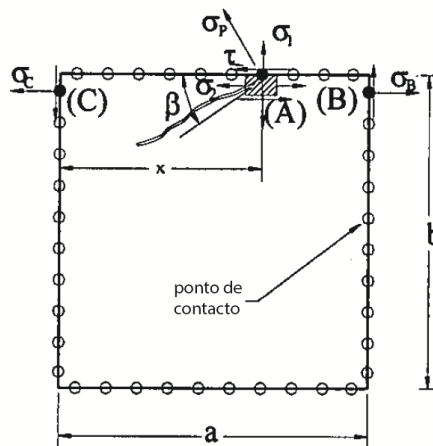


Figura 3.7: Determinação das tensões principais (adaptado de [32])

Considera-se que se dá abertura de fendas no betão quando σ_p alcança o valor máximo da sua resistência. Se as fendas não coincidirem com a superfície de um dos elementos pode acontecer uma das duas opções seguintes:

1. O elemento divide-se em dois gerando novas molas à volta da superfície da fenda;
2. Os elementos ficam tal como estão e as tensões são redistribuídas.

A inclinação da fenda, β , em relação à face do elemento pode ser obtida através da equação (3.12), onde a presença de tensões tangenciais nulas resultam numa inclinação da fenda coincidente com a face do elemento.

$$\tan(2\beta) = \frac{2 * \tau}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad (3.12)$$

Quanto maior o valor de β , menores devem ser as dimensões dos elementos, de modo a que a simulação da abertura das fendas seja representativa da realidade. Para valores de τ reduzidos o método apresenta uma grande exatidão.

Capítulo 4

Caso de Estudo

Neste capítulo definem-se os elementos estruturais que constituem o maciço de apoio de um dos pilares da Ponte 25 de Abril e os respetivos materiais necessários à caracterização desta estrutura. Apresentam-se também alguns dados referentes ao tráfego no rio, necessários para a definição do carregamento que irá simular o embate de uma embarcação na estrutura.

4.1 Generalidades

A Ponte 25 de Abril, também conhecida como Ponte Sobre o Tejo, foi inaugurada a 7 de Agosto 1966 com o nome Ponte Salazar, tomando o nome do ditador que ordenou a sua construção. Mais tarde, recebeu o seu atual nome em homenagem à revolução que ocorreu nesse dia, em 1974.

Esta ponte é bastante idêntica à Ponte “*Golden Gate*” em São Francisco, tem 2278 m de comprimento e faz a ligação entre a margem norte e a margem sul do Rio Tejo, começando em Alcântara e terminando no Pragal.

4.2 Dados sobre estrutura

Para que se pudesse realizar um modelo do maciço do pilar da Ponte 25 de Abril o mais próximo da realidade quanto possível, foi necessário obter o projeto da mesma. Conseguiu-se aceder a uma das exclusivas cópias do projeto desta ponte sob consulta, no Instituto Superior Técnico. O projeto é bastante extenso apresentando memória descritiva, cálculos justificativos, desenhos e pormenorizações.

Uma vez que a ponte apresenta dois pilares cujos maciços se encontram dentro de água designados P3 e P4, recolheram-se os dados relativos ao maciço do pilar P3 visto ser este o mais condicionante. Este aspeto é referido no próprio projeto com a justificação de que, tendo ambos a mesma rigidez, é este o que apresenta maiores riscos pois além de ter uma maior altura de maciço, é mais perto deste maciço que passam a maioria das embarcações, uma vez que nesta zona a profundidade do rio é maior.

4.2.1 Geometria

A Ponte 25 de Abril é uma ponte suspensa, elegante e funcional cujo vão principal entre as duas torres mede 1012.9 m, tendo sido na altura da sua execução o quinto maior vão do mundo. Para os lados opostos das torres principais de 190.5 m de altura sobre o nível da água, há vãos laterais de 483.4 m de extensão. Tanto na margem Norte como na margem Sul, apresentam-se vãos terminais de 98.6 m de comprimento.

O maciço de apoio do pilar P3 da Ponte 25 de Abril tem 23.3 por 40.3 m em planta e uma altura total de 88.3 m, dos quais apenas 9 m fora de água. O solo envolvente é composto por um estrato de “lodo brando com fraca capacidade de apoio” com cerca de 34 m e por baixo deste apresentam-se 18.3 m de “areia com teor considerável de argila na sua camada superior mas cada vez mais pura à medida que aumenta a profundidade” [13].

Apresentam-se na Figura 4.1 alguns dos desenhos presentes no projeto da Ponte e que ajudam a definir de forma sucinta a geometria da estrutura em causa. Na Figura 4.1(d) pode-se observar o pilar P3 sendo este, dos que se encontram dentro de água, o mais à esquerda na Figura.

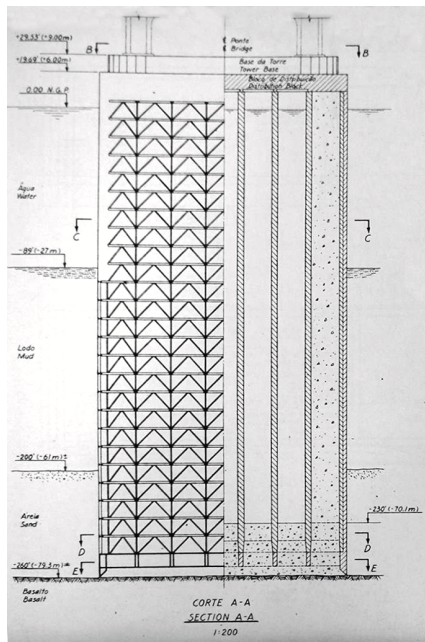
4.2.2 Processo construtivo

O processo construtivo é definido na memória descritiva [13], cujas indicações se admitem ter sido seguidas com rigor.

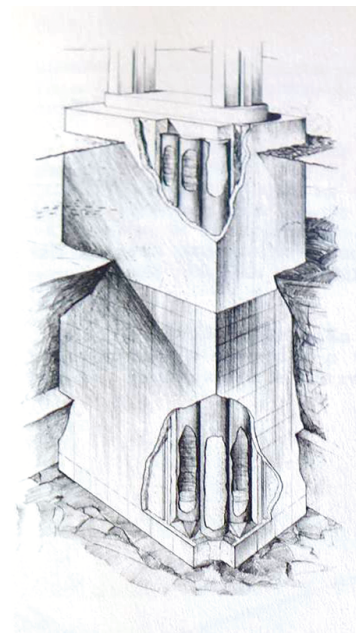
Devido à profundidade da água, correntes fluviais até 3.4 m/s, instabilidade do lodo e grande profundidade a que teve de ser levado o pilar P3, decidiu-se que o melhor método de construção consistiria no emprego de um caixão flutuante com arestas de corte de aço e 28 poços de dragagem circulares. Os poços foram dispostos em 4 filas de 7, a fim de se assegurar a flutuação apropriada antes de obtido o apoio total no lodo. A totalidade ou parte dos poços de dragagem circulares dispõe de cúpulas de aço para injeção de ar comprimido. Este processo já foi utilizado em condições semelhantes na construção dos pilares da Baía Ocidental da Ponte de San Francisco-Oakland, na Califórnia.

A aresta de corte do caixão foi construída no estaleiro da Praia de Algés. Essa aresta de corte, juntamente com os primeiros 2 painéis de blindagem do caixão foram lançados ao rio para serem rebocados e ancorados na posição conveniente. O peso do caixão foi aumentado gradualmente mediante o vazamento do betão, tendo sido o seu afundamento regulado cuidadosamente pela pressão do ar no interior dos poços de dragagem com cúpula de aço. Na Figura 4.2, mostram-se os diversos elementos principais da construção do caixão e do pilar. A Figura 4.2(a) mostra o caixão do pilar P3 na posição de flutuação, ancorado na sua localização final.

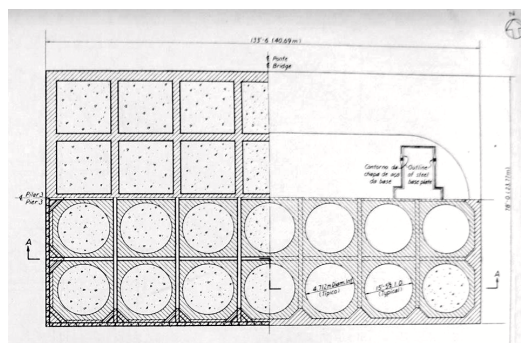
Em primeiro lugar vazou-se o betão de enchimento da aresta de corte, seguindo-se as primeiras camadas de betão das paredes exteriores. A blindagem de aço e a armação foram construídas à medida que o caixão foi afundado, seguindo-se novamente a betonagem das paredes exteriores, da área entre as paredes e dos cilindros até às cotas pré-determinadas. Continuou-se este trabalho até a aresta de corte penetrar o lodo. Foi então que se iniciou a escavação



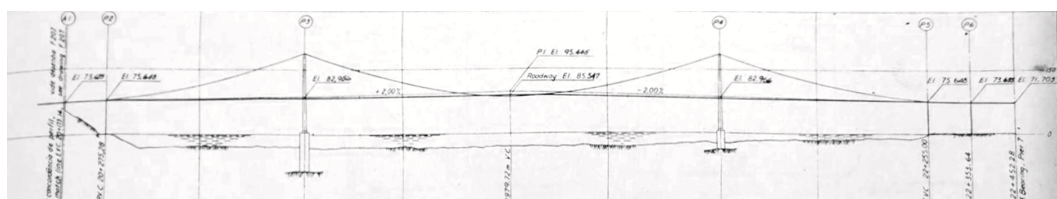
(a) Corte do maciço



(b) Esquema tridimensional do maciço



(c) Plantas do maciço



(d) Planta em perfil longitudinal da ponte

Figura 4.1: Desenhos do projeto da Ponte 25 de Abril [13]

mediante escavadoras de mandíbulas, funcionando nos poços de dragagem e suspensas, tal como se pretende mostrar na Figura 4.2(b).

A adição da blindagem de aço da armação, betonagem das paredes exteriores e da área entre estas e nos poços cilíndricos, assim como a escavação no interior dos poços foi sendo feita até que se alcançou uma base rochosa formada por basalto. A rocha foi limpa com as escavadoras de mandíbulas, jatos de água

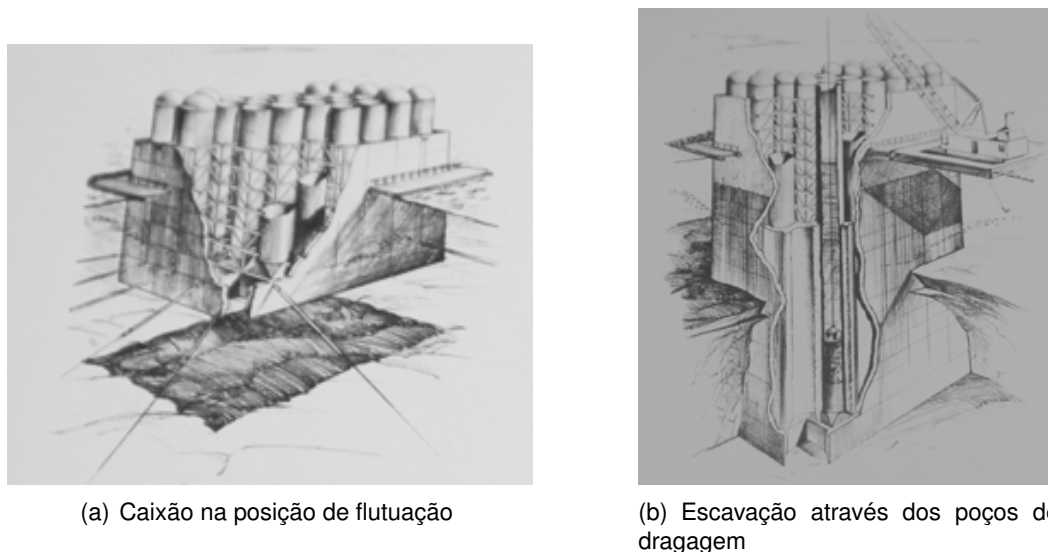


Figura 4.2: Processo de construção do maciço de apoio do pilar P3 [13]

de alta pressão e por impulsão de ar. Depois foi aplicado, através de baldes de fundo falso, uma vedação resistente de betão com 9.2 m de espessura. Os 4 poços de dragagem dos cantos foram cheios com betão, sendo em seguida colocadas tampas pré-moldadas nos restantes 24 poços que ficaram ociosos. Por fim, a betonagem do bloco de distribuição e da base da torre completou o maciço de apoio ao pilar. Mostra-se essa fase na Figura 4.2(b).

4.2.3 Materiais

Os materiais estão definidos também na memória descritiva do projeto e deverão ter sido igualmente respeitados na construção da estrutura em causa.

Aço

O aço para construção é definido nos desenhos de pormenorização, onde se apresentam informações relativas aos tipos de aço, secções dos perfis, diâmetros das armaduras e espessuras dos tubos. Apresenta-se de forma sucinta, na Tabela 4.1, as características resistentes definidas na memória descritiva, às quais os aços adotados em obra devem obedecer.

Definem-se f_u , f_y e E como sendo a tensão última do aço à tração, a tensão de cedência do aço à tração e o módulo de elasticidade do mesmo, respetivamente.

Betão

O betão de cimento portland é constituído por cimento portland, agregado grosso, agregado fino e água, de acordo com as seguintes especificações:

Cimento portland Tipo I, Tipo IA, Tipo II ou Tipo IIA. Cimentos do Tipo III ou IIIA são utilizados em obras onde se exija grande resistência precoce do betão. O betão

Tabela 4.1: Resistência do aço utilizado no maciço [13]

Aço	f_u [MPa]	f_y [MPa]	E [MPa]
Alta resistência (para perfis)	4.83E+02	3.45E+02	
Armadura de betão de alta resistência	6.21E+02	2.76E+02	2.00E+05
Tubos	2.76E+02	1.63E+02	

deverá obedecer às especificações das normas C 150-60 ou C 175-60.

A água utilizada na mistura deve ser límpida, doce e sem resíduos prejudiciais, ácidos, álcalis, matérias orgânicas e outras substâncias nocivas.

O agregado grosso deve ser constituído por cascalho, cascalho britado, rocha britada e combinações destes materiais inteiramente isentos de outros materiais nocivos.

O agregado fino consiste em areia natural ou mistura de areia natural e areia artificial.

As resistências dos vários betões utilizados na construção do maciço estão definidas na memória descritiva e apresentadas na Tabela 4.2.

Define-se f_c como sendo a tensão máxima do betão à compressão, a 28 dias e E a módulo de elasticidade do mesmo.

Tabela 4.2: Resistência do betão utilizado no maciço [13]

Betão	f_c [MPa]	E [MPa]
Amarrações e pilares	2.07E+01	
Estruturas de acesso e drenagem	2.48E+01	3.00E+04
Enchimento em amarrações e pilares	1.73E+01	
Tremonha	2.07E+01	

4.3 Dados sobre o tráfego no Rio Tejo

Para se poder também modelar as ações devidas ao embate de embarcações foi necessário obter-se dados de modo a trabalhar dentro de uma gama de valores de possível ocorrência. Para tal, entrou-se em contacto com a empresa Porto de Lisboa que disponibilizaram dados relativos a todas as embarcações que atravessaram a Ponte 25 de Abril durante o ano de 2014. Dados estes que contêm informação sobre a geometria, velocidade e DWT do navio, sendo estes suficientes para se definirem as solicitações no maciço.

Apresentam-se na Tabela 4.3 os valores máximos, médios, desvios padrão e valores referentes à situação que gera o embate mais condicionante, necessários para caracterizar as embarcações que passaram no ano de 2014, pela Ponte 25 de Abril onde l é o comprimento da embarcação, c_e o calado de entrada, c_s o calado de saída e v a sua velocidade. O caso mais condicionante constante nesta tabela

estão os dados referentes à embarcação que passou pela Ponte no ano 2014 cujo embate resultaria na maior força de impacto, de acordo com as expressões definidas no Capítulo 2.

Apresenta-se também na Figura 4.3 o histograma do DWT das embarcações que atravessam a Ponte 25 de Abril no ano de 2014, de acordo com os dados fornecidos pela empresa Porto de Lisboa.

Tabela 4.3: Tratamento dos dados fornecidos pela empresa Porto de Lisboa

	DWT [ton]	l [m]	Boca do navio [m]	c_e [m]	c_s [m]	v [m/s]
Máximo	76402.0	345.0	47.4	12.8	9.7	6.1
Mais condicionante	76402.0	225.0	19.2	12.8	8.0	6.1
Média	12938.9	148.0	5.2	6.9	6.9	5.1
Desvio Padrão	14145.3	60.0	7.2	1.7	3.1	3.1

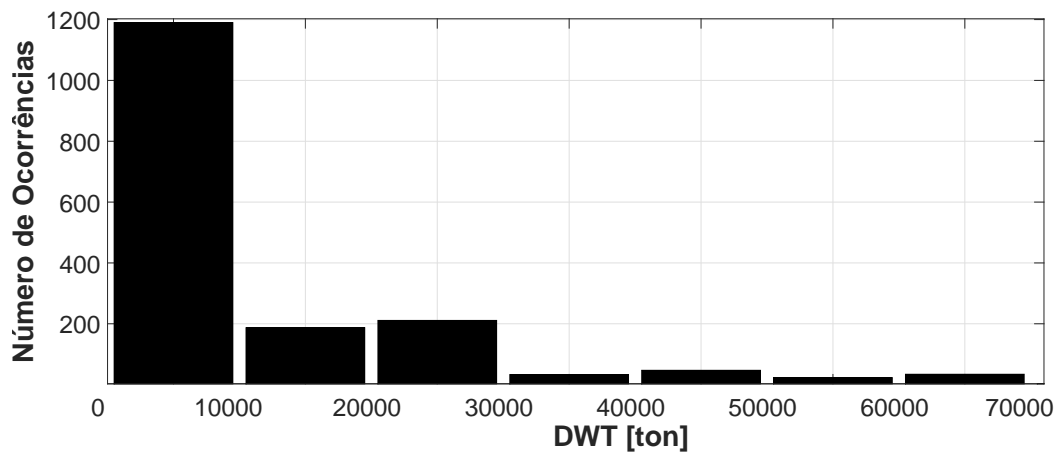


Figura 4.3: Histograma do DWT das embarcações

Capítulo 5

Modelo Numérico do Maciço de Suporte do Pilar

5.1 Introdução

O modelo numérico do maciço do pilar P3 da ponte 25 de Abril foi feito recorrendo ao programa de cálculo comercial não linear de estruturas *Extreme Loading for Structures* (ELS) v3.1 [14], que utiliza o método dos elementos aplicados (Capítulo 3). Para o efeito, consultou-se o projeto da mesma ponte (nomeadamente a memória descritiva, cálculos justificativos e desenhos de dimensionamento) [13].

O presente modelo procura representar com detalhe significativo a estrutura analisada. A verificação do modelo foi feita através da comparação de resultados com modelos equivalentes elaborados com diferentes programas de cálculo.

5.2 Descrição da estrutura

À semelhança da estrutura do maciço de apoio ao pilar P3 da Ponte 25 de Abril, o respetivo modelo tem uma secção transversal de 23.3 por 40.3 m e 88.3 m de altura.

Ao longo da sua altura, a sua secção transversal mantém a mesma geometria retangular mas varia na sua composição interior:

- Entre a os 0 e os 4.2 m a contar a partir da base da estrutura existe uma zona maciça, onde todos os poços de dragagem se encontram cheios de betão de tremonha (definido na Tabela 4.2), tal como os muros desta secção;
- Entre os 4.2 e os 49.9 m a secção, denominada S2, é composta pelos muros de betão interiores, muros de betão exteriores, colunas de betão maciço correspondentes aos 4 poços de dragagem dos cantos, que foram cheios com betão de tremonha, encontrando-se os restantes poços vazios (tal como descrito na secção 4.2.2) e toda a estrutura metálica: tanto os perfis existentes nas paredes exteriores (os quais receberam a denominação de painéis de blindagem) como os restantes perfis interiores que constituem a principal fonte de aço da estrutura;

- Entre os 49.9 e os 82.3 m a secção, denominada S1, é bastante semelhante à S2, diferenciando-se apenas por esta não ter os painéis de blindagem exteriores. Em todos os outros aspetos é igual à anterior;

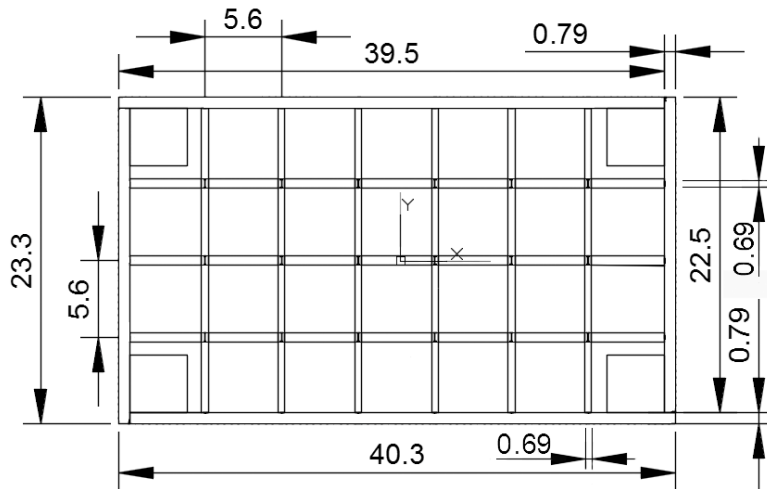


Figura 5.1: Secção S1 em planta, desenhada em AutoCAD

- Entre os 82.3 e os 85.3 m tem-se uma zona maciça de betão armado (de resistência igual ao de tremonha, na Tabela 4.2 referido como betão para amarrações e pilares), onde algumas armaduras e perfis metálicos surgem, vindos da secção S2, simplesmente para fazer amarração;

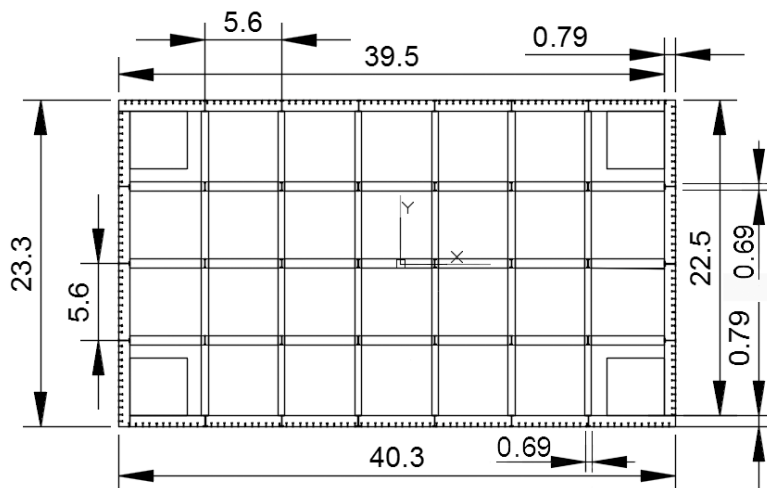


Figura 5.2: Secção S2 em planta, desenhada em AutoCAD

- Entre os 85.3 e os 88.3 m a estrutura já não apresenta uma secção transversal de 23.3 por 40.3 m mas sim uma forma composta por dois semi-círculos nas pontas e um retângulo no meio, como se mostra na Figura 5.3. Também esta zona é maciça e, tal como a anterior, utiliza o mesmo betão.

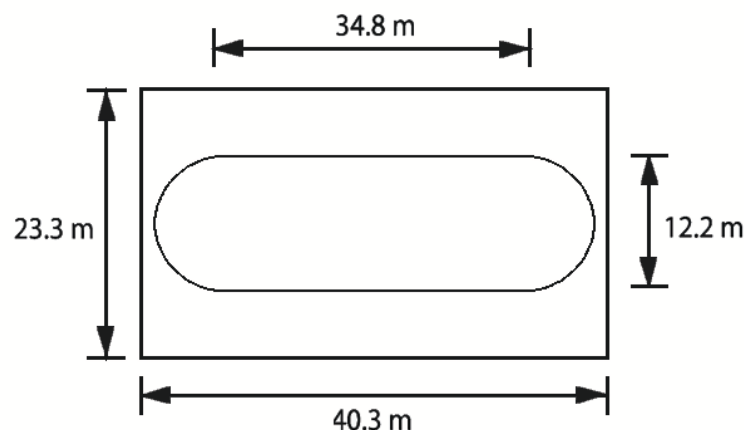


Figura 5.3: Geometria da zona superior do maciço vista em planta

Toda a estrutura metálica utiliza perfis cujo aço está definido na Tabela 4.1 e encontra-se envolvida por betão: os painéis de blindagem encontram-se dentro dos muros exteriores, compostos por betão de tremonha, e os perfis interiores encontram-se dentro dos muros interiores que são compostos por betão de enchimento. Os painéis de blindagem são compostos por perfis metálicos colocados na vertical e ligados por outros perfis metálicos na horizontal, como se terá oportunidade de mostrar mais à frente. As ligações da estrutura metálica são compostas por vários parafusos de forma a materializar uma ligação contínua. A modelação destas peças foi feita com extremo cuidado de forma a que os vários perfis tivessem contacto mas sem que estes se intersetassem, criando assim um contacto aço-aço, evitando-se problemas de integridade, que resultariam do programa eliminar um dos materiais sobrepostos, não havendo depois qualquer contacto entre estes.

Os vários perfis utilizados estão definidos nos desenhos de dimensionamento. Nem todos os elementos se encontram cotados nem apresentam alguma identificação de fácil definição dos mesmos. Por esta razão, os elementos nas condições atrás descritas foram definidos através de medição nos desenhos de pormenor, utilizando outros elementos cotados para efeito de escala.

Apresentam-se na Figura 5.4 os perfis utilizados no presente modelo, onde os perfis M1 (Figura 5.4(a)) e M3 (Figura 5.4(c)) são utilizados intercaladamente nos painéis de blindagem exteriores, sendo o M3 utilizado na interseção com os muros interiores. O perfil M2 (Figura 5.4(b)) é utilizado em toda a estrutura metálica do interior do maciço.

Em suma, o maciço é composto por betão e pela estrutura metálica. Os perfis metálicos que compõem a estrutura metálica encontram-se dentro das paredes exteriores e dentro das interseções entre paredes interiores do maciço. No interior do maciço existem colunas, das quais as quatro dos cantos se encontram cheias de betão de tremonha e as restantes se encontram vazias.

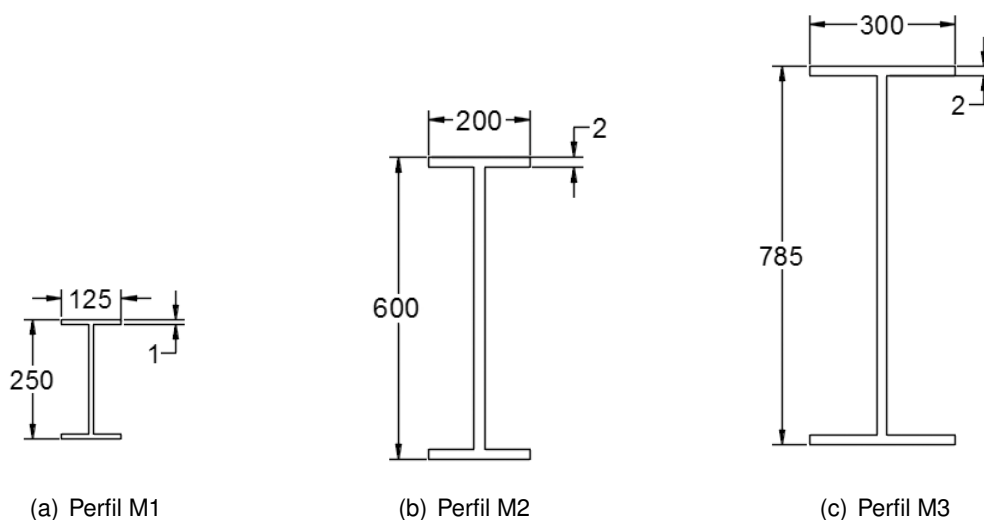


Figura 5.4: Perfis utilizados na modelação do maciço [mm]

5.3 Processo de modelação

5.3.1 Modelação do maciço

O primeiro passo no processo de modelação foi a definição das características dos materiais. Estes foram definidos tal como se apresenta nas Tabelas 4.1 e 4.2. Posteriormente, definiram-se as geometrias dos vários elementos: vigas, pilares e lajes com as respetivas armaduras assim como os perfis metálicos, quando aplicável. Também as armaduras, adicionadas na geometria dos elementos, se apresentam definidas nos desenhos de dimensionamento.

O segundo passo no processo de modelação passa por se ir criando a estrutura de uma forma faseada. Assim pôde-se ir verificando a sua rigidez, comparando-a com a solução analítica enquanto a estrutura não é demasiado complexa. Desta forma, dividiu-se a modelação da estrutura em quatro fases:

- Fase 1: Criação dos muros exteriores, apenas com betão (Figura 5.5(a));
- Fase 2: Adição dos muros interiores, apenas com betão (Figura 5.5(b));
- Fase 3: Aplicar os respetivos perfis metálicos dentro dos muros interiores e exteriores (Figura 5.5(c));
- Fase 4: Colocação dos quatro pilares dos cantos, referentes aos poços de dragagem com a respetiva armadura (Figura 5.5(d)).

Na primeira fase, os muros exteriores foram modelados como sendo pilares (note-se que o facto de ter escolhido este tipo de modelo de elemento não tem interferência do ponto de vista de cálculo, havendo apenas a possibilidade de se usufruir da capacidade de modelar elementos mistos de aço-betão, ao contrário dos modelos de parede): as paredes de maior dimensão com 0.795

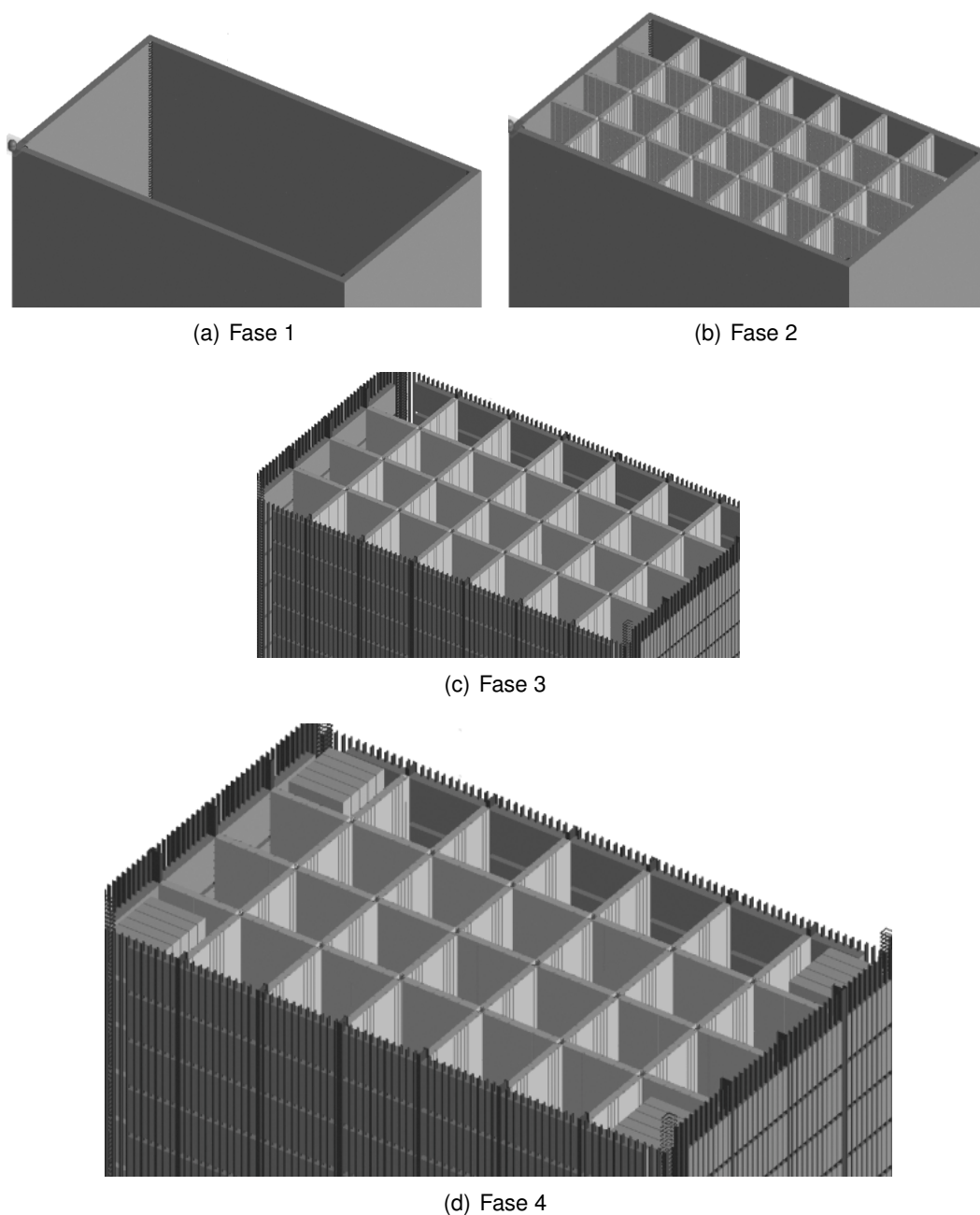


Figura 5.5: Faseamento da modelação em ELS

por 39.5 m, onde 0.795 m corresponde à espessura da parede exterior e 39.5 m corresponde à largura total da parede exterior menos a espessura da parede adjacente ($40.3 - 0.795$). No lado de menor dimensão modelou-se com 0.795 por 22.5 m sendo os 22.5 m iguais à largura total da parede exterior do respetivo lado, 23.3 m, menos a espessura da parede adjacente ($23.3 - 0.795$ m (Figura 5.2)). Optou-se por este tipo de modelação pois torna-se bastante fácil neste programa acrescentar elementos metálicos dentro de pilares, ao contrário do que acontece com paredes. No entanto tem como desvantagem o facto de se ter de adicionar

um a um, todos os perfis metálicos em toda a largura da parede.

Os muros interiores, acrescentados na segunda fase, foram modelados como sendo várias vigas com 0.69 m de largura por 3.2 m de altura, todas seguidas, fazendo juntas a totalidade da altura desejada. Na interseção destas vigas encontram-se pilares de dimensão 0.69 por 0.69 m. Desta forma, conseguiram-se colocar os perfis metálicos nas vigas (um por viga). Utilizando um raciocínio semelhante aos anteriores, os pilares presentes nas interseções dos muros interiores existem para se poder colocar posteriormente os respetivos perfis metálicos. Para referência futura, denominaram-se estes pilares de PE (Figura 5.6).



Figura 5.6: Pormenor dos pilares PE nas interseções das paredes interiores

Tal como referido anteriormente, aproveitou-se a possibilidade do programa conseguir modelar com facilidade elementos mistos de aço-betão em pilares e vigas, para se colocarem os perfis metálicos M1 (Figura 5.4(a)), M2 (Figura 5.4(b)) e M3 (Figura 5.4(c)) nos respetivos elementos:

- Nos muros exteriores, espaçados de 0.5 em 0.5 m, foram colocados os perfis M1 alternados, no alinhamento dos muros interiores, com os perfis M3 (Figura 5.7(a));
- Foram colocados perfis M2 nos pilares PE (Figura 5.7(b));
- Colocaram-se também perfis M2 em cada uma das vigas que materializaram as paredes interiores, tendo contacto (ligação contínua) com os M3 das paredes exteriores e com os M2 dos pilares PE (Figura 5.7(c)).

As quatro colunas de betão maciço referentes aos poços de dragagem foram modeladas como sendo pilares de betão de dimensões 4.2 por 4.2 m. Estes elementos são cilíndricos no projeto, no entanto, de modo a que no modelo exista contacto entre as colunas e as paredes exteriores, optou-se por se modelar estes elementos com secção quadrangular com dimensões tais que se obtivesse a mesma inércia e, desta forma, manter o contacto com as paredes exteriores. A principal razão pela qual se quis que houvesse o contacto entre as colunas e as paredes exteriores foi para representar o que acontece na realidade, através

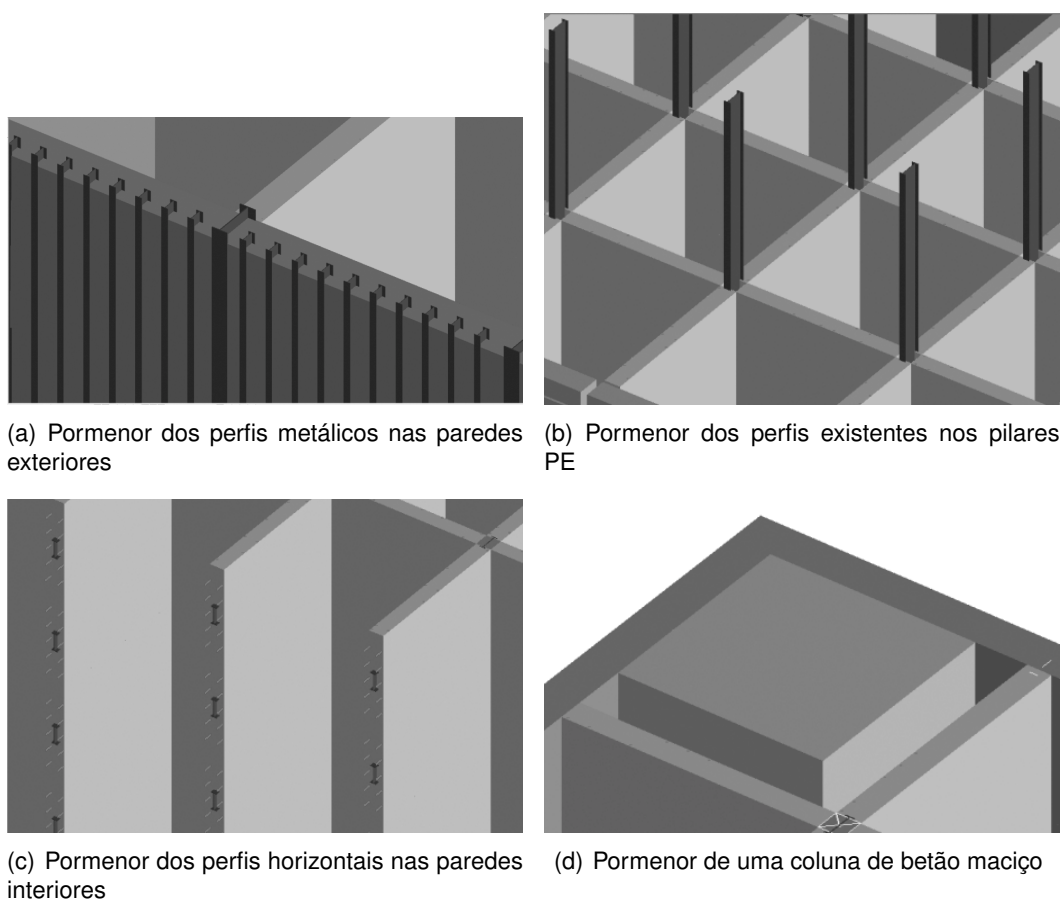


Figura 5.7: Pormenores do Modelo em ELS

do betão de enchimento existente à volta destas colunas. Aqui optou-se por não modelar o betão de enchimento presente à volta dos poços de dragagem. Tal será explicado de seguida.

Os vazios existentes no modelo e que se podem observar na Figura 5.5(d), na realidade são também cilíndricos, apresentando uma complicada modelação: para se conseguir obter os orifícios com a forma cilíndrica seria necessário recorrer a elementos de 8 nós (paralelepípedos) bastante refinados para que se possam remover manualmente os elementos no interior deste de forma a obter a forma do orifício pretendida. Por esta mesma razão, o volume de betão de enchimento que falta devido à simplificação destes volumes vazios foi contabilizado e redistribuído na espessura das paredes interiores (que são também constituídas deste mesmo betão). Foi para manter a coerência desta opção que não se colocou o betão de enchimento nos quatro poços de dragagem dos cantos.

Por fim, modelaram-se as zonas maciças do topo da estrutura com dois troços de laje (escolheu-se este tipo de elemento para a modelação destas zonas pela facilidade de modelação das armaduras assim como pela sua geometria adequada). A primeira, com 40.3 por 23.3 m e 3 m de altura e a segunda, por cima da primeira, com 36.1 por 15 m e 3 m de altura referentes à simplificação da geometria de difícil modelação (Figura 5.3), utilizando-se uma área equivalente.

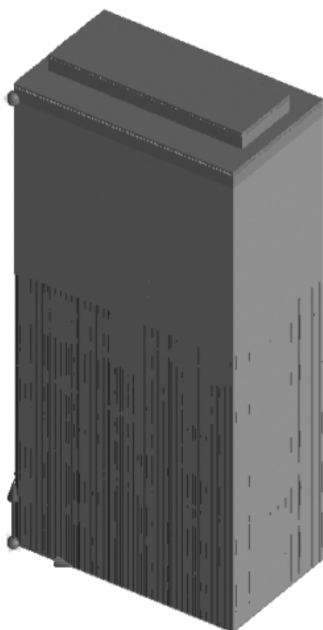


Figura 5.8: Modelo do maciço do pilar 3 da Ponte 25 de Abril em ELS

5.3.2 Cargas Aplicadas

Após a modelação da estrutura ter sido feita acrescentou-se a parcela de peso da ponte que é transferida para este pilar. Os diagramas de esforços axiais dos vários pilares estão presentes no projeto da ponte (tanto para as várias fases de construção como para a fase de funcionamento). Partindo do valor do esforço axial na base do maciço, obtido no ELS, e subtraindo-o ao respetivo valor constante no projeto para a fase de funcionamento, obtém-se a carga adicional a aplicar no topo do maciço, correspondente à carga proveniente da ponte.

De modo a modelar esta carga no ELS, ao valor obtido dividiu-se pelo número de elementos constantes laje superior que materializa o topo do maciço de forma a se aplicar uma força em cada um destes elementos, resultando numa carga distribuída na superfície, em vez de uma carga pontualmente aplicada no topo do maciço. Esta carga foi modelada como sendo uma carga estática de 2085.4 kN aplicada em 420 elementos.

5.3.3 Malha da estrutura

Começou por se refinar uniformemente em toda a estrutura, tendo-se verificado que o refinamento de alguns elementos assim como algumas direções (N1, N2 e N3) destes elementos contribui mais para a convergência da rigidez, servido esta como indicador de verificação.

Tabela 5.1: Dimensões finais da malha da estrutura

Elemento	Tipo de elemento	Número de divisões	Dimensão dos elementos [m]
Paredes exteriores - lado maior, secção S1	N1	50	0.6
	N2	20	2.0
	N3	1	0.8
Paredes exteriores - lado menor, secção S1	N1	50	0.6
	N2	1	0.8
	N3	15	1.5
Paredes exteriores - lado maior, secção S2	N1	60	0.8
	N2	20	2.0
	N3	1	0.8
Paredes exteriores - lado menor, secção S2	N1	60	0.8
	N2	1	0.8
	N3	15	1.5
Paredes interiores	N1	1	4.9
	N2	1	0.5
	N3	1	3.2
Intersecção das paredes interiores	N1	25	3.2
	N2	1	0.5
	N3	1	0.5
Poços de dragagem cheios	N1	80	1.0
	N2	3	1.4
	N3	3	1.4
Zona maciça - patamar inferior	N1	15	1.6
	N2	20	2.0
	N3	4	0.8
Zona maciça - patamar superior	N1	15	2.4
	N2	7	2.1
	N3	4	0.8

A malha da estrutura foi definida por comparação da resposta do modelo em ELS a soluções analíticas conhecidas para casos estruturais simples. Este processo será descrito mais à frente na secção 5.4. Apresentam-se na Tabela 5.1 as dimensões finais da malha da estrutura. Note-se que, no MEA, toda a flexibilidade é concentrada em molas sendo o número de elementos da malha um indicador para o número de molas no modelo uma vez que se sabe que existem 5x5 molas em cada face comum.

5.3.4 Modelação do solo envolvente

O Pegasus [35] é um programa de elementos finitos desenvolvido em *Matlab* [33]. Neste programa a estrutura e o solo envolvente são representados por elementos finitos sólidos tridimensionais de 8 nós, vulgarmente designados por “bricks”. Existe ainda a possibilidade de se fazer uma animação 3D da estrutura a deformar ao longo do tempo, com auxílio da aplicação *open-source ParaView*.

Uma vez que o Pegasus não permite uma modelação tão pormenorizada como a do ELS, determinaram-se os valores de E e ρ equivalentes para cada uma das diferentes secções, nomeadamente a S1, a S2 e a zona maciça no topo da estrutura.

Para a determinação do E de cada uma das secções utilizou-se a expressão (5.6) em ordem a E , cuja inércia é a de uma secção retangular maciça (utilizada pelo Pegasus), $I = \frac{bh^3}{12}$, de modo a representar a estrutura do maciço com todos os seus vazios e diferentes materiais apenas num paralelepípedo. O valor da rigidez, K , é obtido através do declive da reta do gráfico Força-Deslocamento das secções modulares S1, S2 e da zona maciça solicitadas individualmente. Os valores obtidos foram de 30 GPa para zona maciça (no topo do modelo), 14.49 GPa para a secção S1 e 15.29 GPa para a secção S2, tendo-se optado por 15 GPa tanto para S1 como para S2, verificando-se que a diferença não era significativa ao nível dos deslocamentos resultantes, evitando-se desta forma aumentar a dimensão das matrizes que definem a geometria e os materiais da estrutura.

Os valores de ρ foram calculados através da relação massa total (calculada no ELS) pelo volume correspondente no Pegasus (ou seja, o volume de um paralelepípedo). São eles 2.5 ton/m^3 na zona maciça (no topo do modelo) e 0.837 ton/m^3 no restante modelo.

Embora a modelação da zona maciça no topo do modelo não tenha grande influência na deformada do maciço (uma vez que se trata apenas de 6 m nos 88.3 m totais), a diferença é considerável na frequência própria da estrutura, tratando-se de um caso de uma barra com massa uniformemente distribuída com massa concentrada no topo em vez de simplesmente uma barra com massa uniformemente distribuída em toda a sua altura.

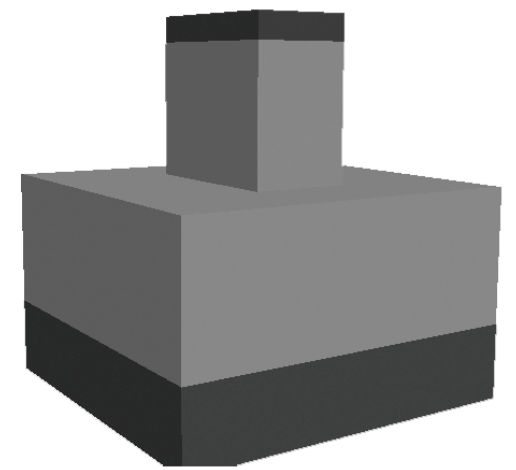


Figura 5.9: Modelo do maciço no Pegasus com solo (interface ParaView)

Inicialmente refinou-se a malha do modelo em Pegasus até este apresentar resultados convergentes e adicionaram-se as camadas de solo neste modelo (Figura 5.9), definindo-as através das suas características: E , ρ e ν . Os valores assumidos para o lodo e o solo de fundação (areia) foram definidos através

do estudo da bibliografia [10, 4], e da consulta do próprio projeto da ponte, onde se apresentam os valores dos ensaios à compressão das amostras das areias retiradas nas sondagens. Os valores adotados foram de $E = 10$ MPa, $\rho = 1.5$ ton/m³ e $\nu = 0.5$ para os lodos e $E = 300$ MPa, $\rho = 2.0$ ton/m³ e $\nu = 0.25$ para as areias .

Uma vez obtida a rigidez do solo através da calibração do modelo em Pegasus com um modelo do maciço feito em *SAP2000*, onde o solo foi modelado através de molas (como se terá a possibilidade de mostrar com maior detalhe mais a frente), procedeu-se à modelação do solo agora no ELS (Figura 5.10). Inicialmente procurou utilizar-se molas com rigidez equivalente à determinada no *SAP2000* para se fazer esta modelação, de modo a tentar não sobrecarregar demasiado o modelo que nesta altura já estava a demorar bastante tempo a fazer análises simples. No entanto, esta modelação com molas mostrou-se ser complicada, sendo necessário seleccionar manualmente os elementos a serem ligados, além de que, utilizando esta solução não seria possível aproveitar o amortecimento proveniente do solo. Assim sendo, utilizaram-se mais uma vez elementos de 8 nós com as propriedades de material elástico, atribuindo-lhe as características das várias camadas de solo definidas anteriormente.

Pode-se observar na Figura 5.11, onde a estrutura modelada no ELS foi solicitada no topo do maciço por uma força de 36000 kN, que a presença do solo à sua volta não pode ser desprezada visto que participa consideravelmente, tanto para o amortecimento da estrutura como também reduz os seus deslocamentos. Os resultados constantes na Figura 5.11 são provenientes do ELS. Pode-se observar na Tabela 5.2 que, sob a mesma solicitação de 36000 kN, a diferença que se faz sentir com a presença do solo é de 24.4 % relativamente aos deslocamentos no topo do maciço.

	Deslocamento no topo do maciço [cm]	Diferença Relativa [%]
Com solo	1.68	24.41
Sem solo	2.09	

5.3.5 Modelação da água envolvente

Tal como já foi referido, o maciço encontra-se parcialmente submerso e, embora o efeito das ondas da água a colidirem com a superfície da estrutura possam ser ignoradas nos estudos clássicos, o efeito da água é relevante visto que afeta a frequência própria da estrutura [39].

Uma vez que o ELS não consegue modelar diretamente água, procurou simular-se o seu efeito através do incremento de massa à estrutura, na zona em que esta se encontra submersa. De acordo com os estudos de Da Lozzo et al. [9], a massa a ser adicionada à zona submersa da estrutura deve ser tal que:

$$\rho_{sub} = \rho_e + C_m \rho_w, \quad (5.1)$$

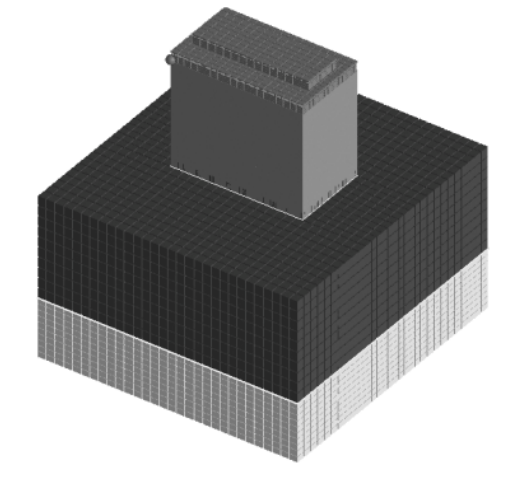


Figura 5.10: Modelo do maciço com o solo no ELS

onde ρ_{sub} é a nova densidade da estrutura na zona submersa, ρ_e a densidade da estrutura inalterada e ρ_w a densidade da água que, como se sabe, é 1000 kg/m^3 . C_m é o coeficiente da densidade de massa adicionada que, por sua vez, é determinado da seguinte forma:

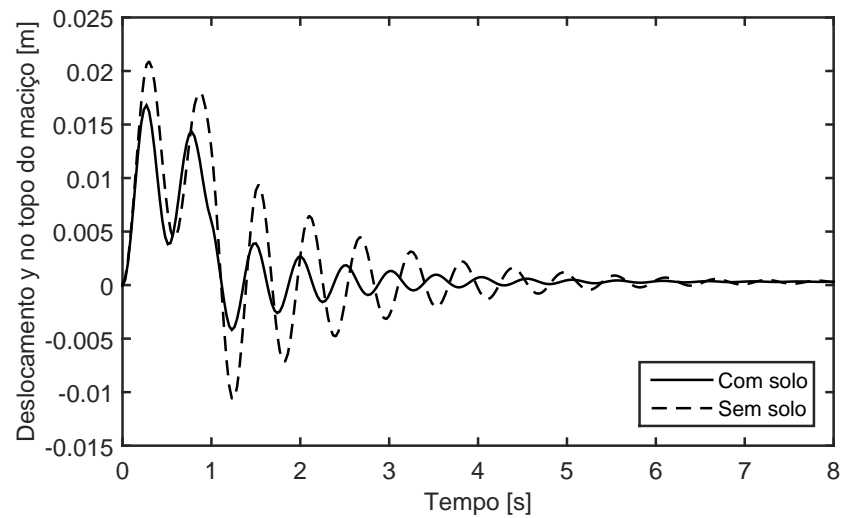
$$C_m = \left[a \left(\frac{1}{2\lambda} \right)^2 - b \left(\frac{1}{2\lambda} \right) + c \right] \beta^d, \quad (5.2)$$

$$\lambda = \frac{H_s}{2r_0}, \quad (5.3)$$

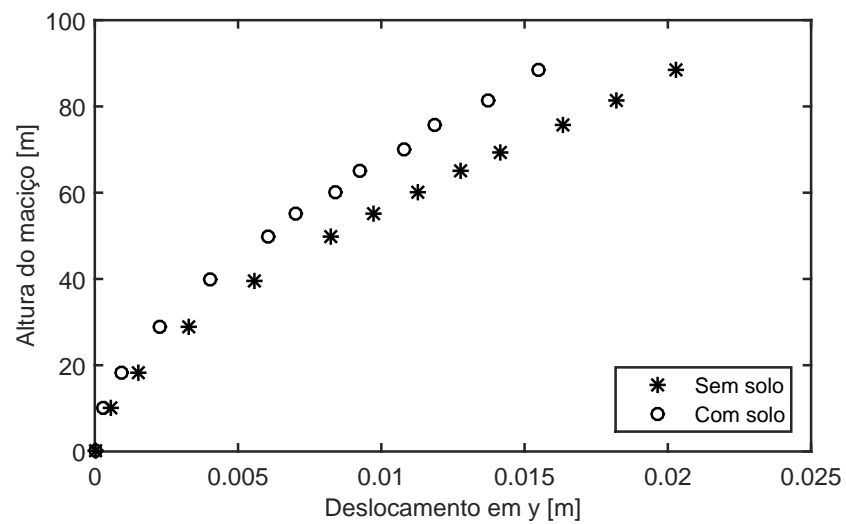
$$\beta = \frac{d_s}{H_s}, \quad (5.4)$$

em que os coeficientes $a = 12.01$; $b = 3.811$; $c = 0.7023$ e $d = 4.382$ foram determinados com base no método dos mínimos quadrados não linear, H_s é a altura do maciço fora do solo, d_s a altura do maciço submersa e r_0 a dimensão do maciço correspondente ao raio de um cilindro, uma vez que as expressões apresentadas foram deduzidas para uma estrutura com geometria cilíndrica. Assim, para a obtenção do valor r_0 utilizou-se um comprimento tal que o volume se mantivesse, uma vez que neste artigo as deduções são feitas tendo em conta as características de volume da estrutura e não a sua inércia. Apresentam-se os valores para o cálculo de C_m na Tabela 5.3.

H_s [m]	D_x [m]	D_y [m]	r_0 [m]	d_s [m]
27.90	40.30	23.30	17.30	27.00
	λ	β	C_m	
	0.807	0.968	2.56	



(a) Comportamento em função do tempo



(b) Perfil do maciço no pico de maiores deslocamentos

Figura 5.11: Influência do solo no comportamento da estrutura (resultados obtidos com o ELS)

Com base na equação (5.1) determinaram-se os valores de densidade dos materiais a usar no modelo em ELS, listados na Tabela 5.4.

Após serem determinados os novos valores de densidade (para os materiais que se encontram submersos), estes foram atualizados tanto no ELS como no Pegasus.

Tabela 5.4: Definição da densidade submersa dos materiais

ρ_{aco} [kg/m ³]	ρ_{betao} [kg/m ³]	ρ_{est} [kg/m ³]
7840	2500	837
ρ_{acosub} [kg/m ³]	$\rho_{betaosub}$ [kg/m ³]	ρ_{estsub} [kg/m ³]
10397.04	5057.04	3394.04

5.4 Verificação do modelo

A verificação do modelo foi feita à medida que este foi sendo construído e apenas por questões de organização se apresenta esta secção numa fase posterior. Por esta razão, alguns valores e expressões já foram referidos anteriormente.

5.4.1 Verificação da rigidez

Começaram por se definir as geometrias das várias fases de modelação da estrutura, no programa AutoCAD [2], de modo a obter as suas inércias, tal como se mostra na Figura 5.12.

Os valores de K_x e K_y , provenientes do ELS, para serem comparados com os respetivos valores da rigidez teórica, foram obtidos através do declive da reta do gráfico Força-Deslocamento da estrutura, sob solicitação de uma carga estática e incremental no topo do maciço (Figura 5.13), nas direções x e y respetivamente.

Os valores teóricos foram obtidos aplicando-se o PTV numa coluna encastrada na base e carregada no topo:

$$K_x = \frac{3EI_y}{H^3}, \quad (5.5)$$

$$K_y = \frac{3EI_x}{H^3}, \quad (5.6)$$

onde H é a altura do maciço, E o módulo de Young dos respetivos materiais e I_x e I_y são as inércias da estrutura em torno de x e de y, respetivamente. Estas inércias podem ser obtidas na Tabela 5.5.

Nas fases em que existe tanto estrutura metálica como de betão, o valor da rigidez é obtido por $K = K_b + K_m$, onde K_b e K_m são a rigidez das parcelas de betão e de estrutura metálica, respetivamente.

A rigidez teórica e a obtida através do ELS, mostraram-se bastante próximas nas várias fases de modelação, tal como se pode constatar na Tabela 5.6.

Com esta verificação pretendeu-se localizar possíveis erros numa fase em que ainda é relativamente fácil determinar valores teóricos para calibração do modelo e respetiva validação do mesmo, para além de se terem definido as malhas adequadas dos elementos aplicados do modelo no ELS.

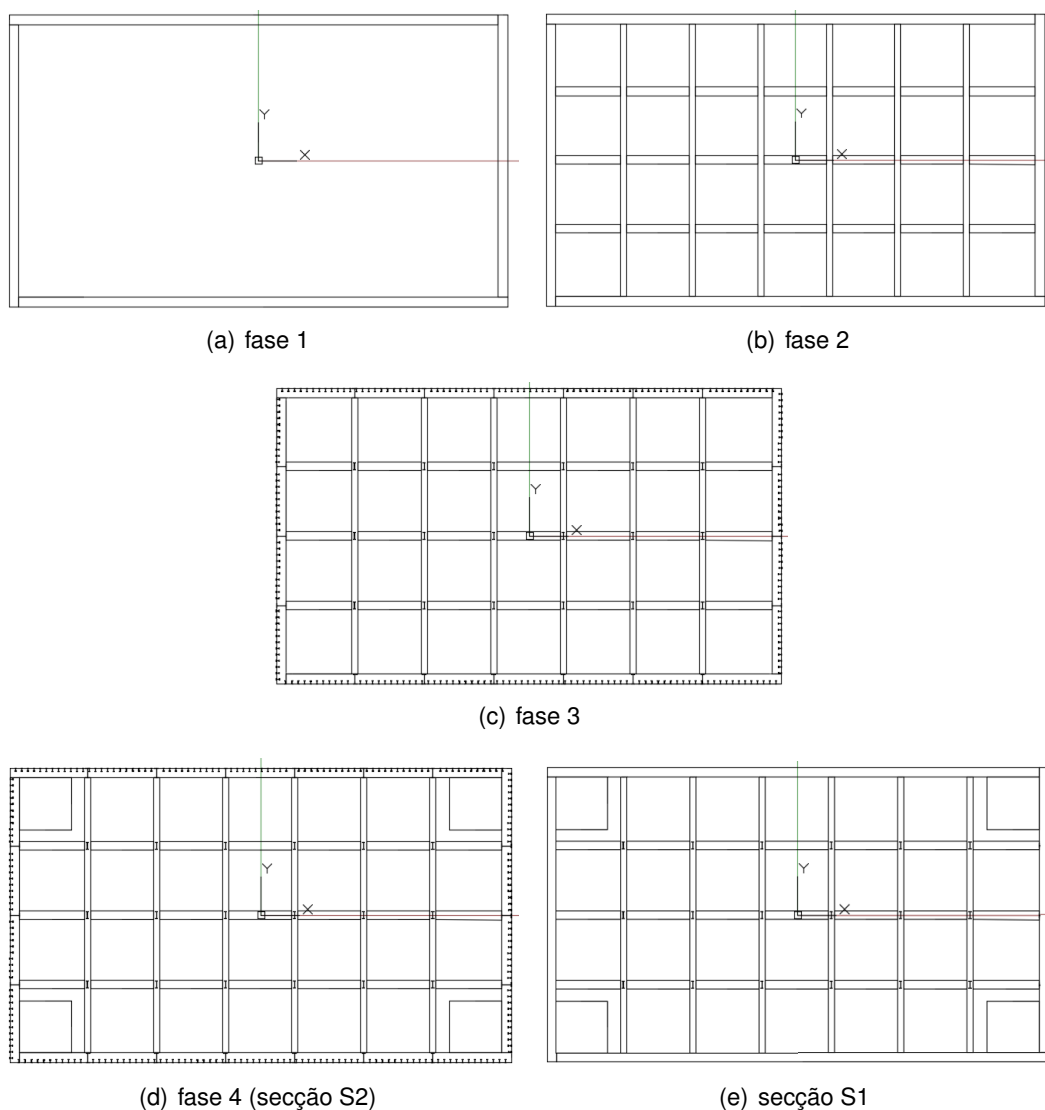


Figura 5.12: Geometria em AutoCAD

Tabela 5.5: Inércias obtidas através de AutoCAD

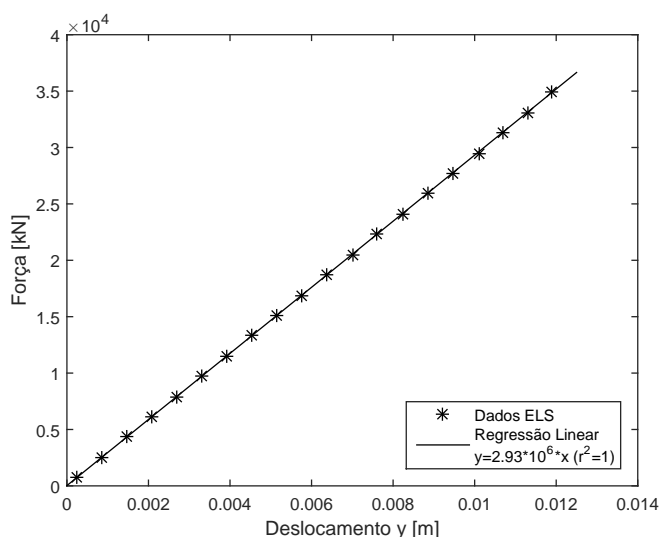
	Inércias [m ⁴]			
	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4
x	9.95E+03	1.42E+04	1.44E+04	2.02E+04
y	2.27E+04	3.86E+04	3.90E+04	6.07E+04

5.4.2 Verificação do solo

Além do modelo já referido e desenvolvido no Pegasus, fez-se também um modelo do maciço no *software* de elementos finitos *SAP2000* [8] (Figura 5.15(b)), utilizando elementos de barra com as mesmas características dos materiais

Tabela 5.6: Rigidez da estrutura nas diferentes fases da modelação

Fase	Direção	Rigidez		
		K_{ELS} [kN/m]	K_{PTV} [kN/m]	Diferença [%]
1	x	3.70E+06	3.66E+06	1.07
	y	1.59E+06	1.60E+06	0.57
2	x	5.98E+06	6.24E+06	4.15
	y	2.59E+06	2.30E+06	11.51
3	x	6.25E+06	6.29E+06	0.63
	y	2.69E+06	2.32E+06	13.86
4	x	9.25E+06	9.79E+06	5.59
	y	2.93E+06	3.27E+06	10.31

Figura 5.13: Rigidez K_y do maciço para a fase 4

adotados no Pegasus, podendo aqui pormenorizar-se um pouco mais a zona superior do maciço que apresenta uma geometria diferente, provando-se assim também que esta diferença simplificativa não provoca grandes discrepâncias nos resultados, ao traçar-se o perfil longitudinal da estrutura deformada devido a uma solicitação de 36000 kN no topo do maciço (Figura 5.14) e compararam-se os resultados dos deslocamentos nos vários modelos com os do ELS (Tabela 5.7).

Tabela 5.7: Comparação dos deslocamentos em y no topo do maciço

	Deslocamento y [m]	Diferença relativa ao ELS [%]
ELS	0.0123	-
Pegasus	0.0135	9.8
SAP2000	0.0129	4.7

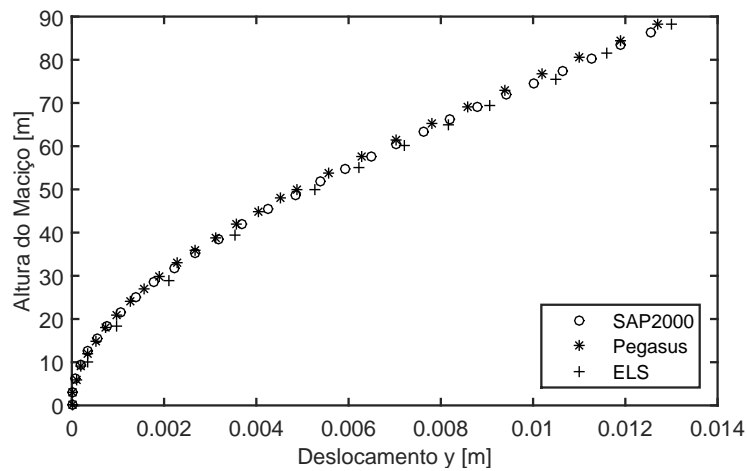


Figura 5.14: Comparação da deformada em perfil longitudinal dos modelos do maciço em SAP2000, Pegasus e ELS sob ação de uma força de 36000 kN na direção y

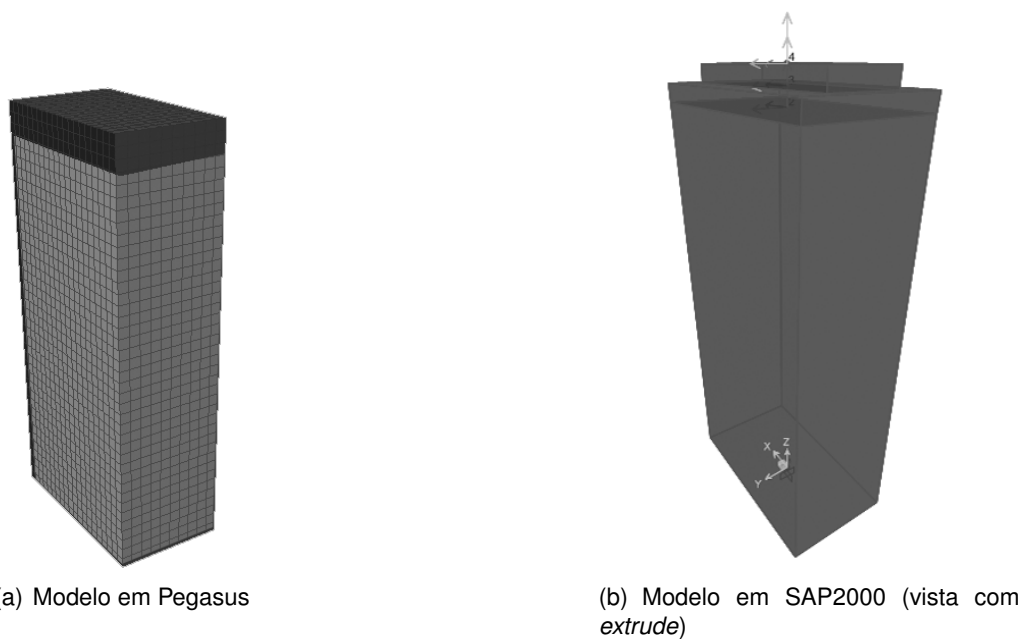


Figura 5.15: Modelos em Pegasus e SAP2000

Após se verificar que os modelos estão calibrados entre si, acrescentaram-se as molas no modelo em *SAP2000* de forma a modelar o solo envolvente, utilizando as seguintes expressões [12, 1]:

$$K_{solo} = k_h \times z, \quad (5.7)$$

$$k_h = 0.65 \frac{E_s}{1 - \mu} \sqrt[12]{\frac{E_s d^4}{E I}}, \quad (5.8)$$

sendo k_h o módulo de reação do terreno, E_s o módulo de elasticidade do solo, E o módulo de elasticidade do maciço, μ a tangente do ângulo de atrito do solo [11], d o diâmetro do maciço (neste caso, utilizou-se a dimensão menor do maciço visto ser a que está a ser solicitada, ou seja, os 23.3 m), I a inércia do maciço solicitada aquando deslocamentos na direção das molas e z a altura da camada de solo. Os valores obtidos apresentam-se na Tabela 5.8.

Tabela 5.8: Determinação da rigidez do solo

	E_s [MPa]	E [MPa]	μ	z [m]	K_s [kN/m]
Lodo	10	15000	0.47	31.6	1.68E+05
Areia	300	15000	0.70	18.3	5.94E+06

Traçou-se de novo o perfil da deformada do maciço já com solo na envolvente, sujeito novamente a uma carga no topo de 36000 kN, com a finalidade de verificar a coerência desta última modelação. Embora se tenha modelado no ELS o solo com elementos de material elástico com características correspondentes às várias camadas (areia e lodo), através da comparação do modelo em *SAP2000* que utiliza, para este efeito, molas cuja rigidez é definida através das expressões (5.7) e (5.8) desenvolvidas especificamente para a situação, consegue-se provar, observando a Figura 5.16, que esta diferença é negligenciável. Considera-se que este é um bom indicador de que também a modelação do solo envolvente é representativa da realidade. Comparando-se os valores dos deslocamentos máximos no topo do maciço apresentados na Figura 5.14 com os da Figura 5.16 verifica-se que a existência do solo tem uma pequena influência nos deslocamentos máximos do maciço.

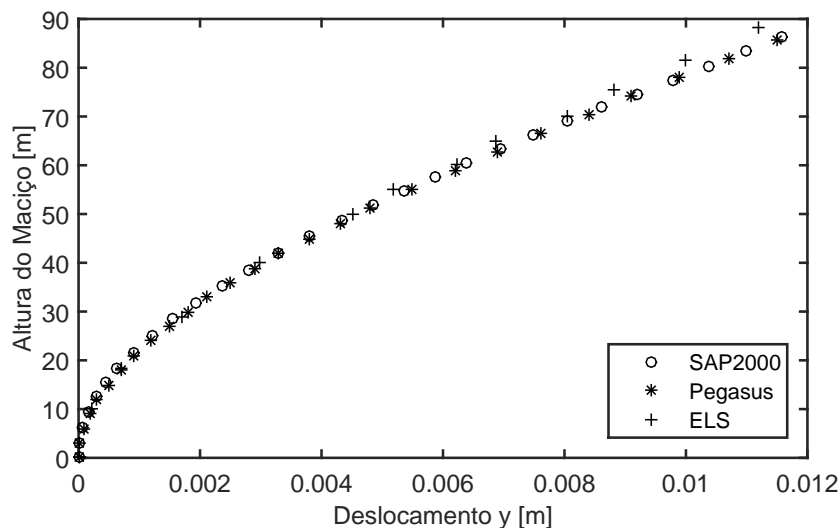


Figura 5.16: Comparação da deformada estática em altura dos modelos do maciço com o solo envolvente em *SAP2000*, *Pegasus* e *ELS* sob acção de uma força de 36000 kN na direção y

5.4.3 Verificação da água

Das análises no modelo já feitas com o acréscimo de massa a modelar a água envolvente, verificaram-se claras alterações no comportamento da estrutura, como se pode verificar na Figura 5.17. Nesta Figura compara-se a resposta da estrutura com e sem água na sua envolvente, sujeita a um impacto de 36000 kN segundo a direção y e com 1 s de duração.

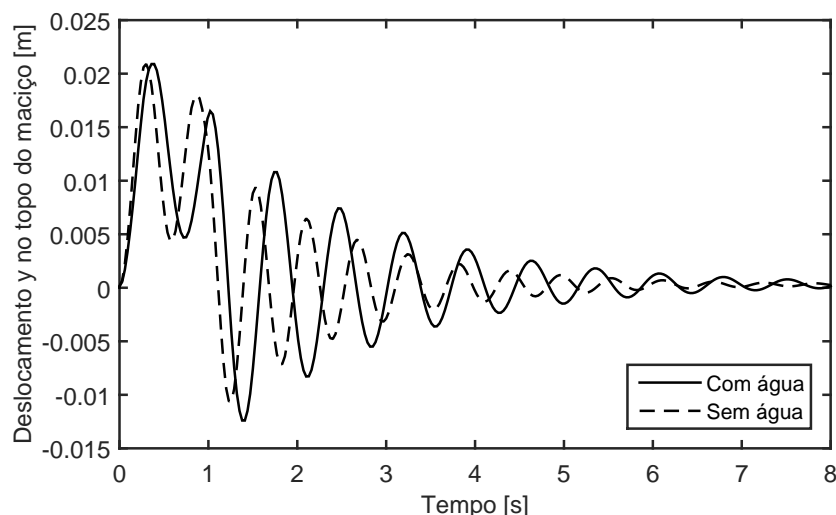


Figura 5.17: Influência da água na resposta estrutural do maciço

A principal alteração na estrutura devido ao efeito da água, tal como previsto, foi a alteração do período próprio da estrutura que, sem a influência da água era de 0.53 s e com a contabilização do seu efeito passou a ser de 0.80 s.

O valor obtido da frequência da estrutura, após a modelação da água, pode ser comparado com os resultados de Eysden [34] para vigas de secção retangular. A expressão proposta por este autor para a frequência da estrutura parcialmente submersa, ω_{sub} , em rad/s é dada pela seguinte expressão:

$$\omega_{sub} = \frac{\omega_n}{\sqrt{1 + \frac{\pi D_x \rho_w}{4 D_y \rho_{est}} \Gamma}}, \quad (5.9)$$

onde ω_n é a frequência própria da estrutura no vácuo, D_x a dimensão em planta do maciço na direção x, D_y a dimensão em planta do maciço na direção y, ρ_w a densidade da água, ρ_{est} a densidade da estrutura (sem estar em contacto com a água) e Γ o fator de correção. Γ depende do modo de vibração para o qual queremos obter a frequência. Através de análises modais feitas à estrutura, observou-se que o primeiro e o segundo modos (flexão em y e em x, respetivamente) correspondem às deformadas das solicitações que têm vindo a ser feitas no processo de calibração da estrutura. Assim sendo, é apenas relevante obter Γ para os modos de flexão.

Posto isto, para os modos de flexão tem-se:

$$1 + \cos(C_n) \cosh(C_n) = 0, \quad (5.10)$$

$$\kappa = C_n \frac{D_x}{L}, \quad (5.11)$$

$$\Gamma = \begin{cases} 1 : \kappa \rightarrow 0 \\ \frac{8}{\pi\kappa} : \kappa \rightarrow \infty \end{cases}, \quad (5.12)$$

em que C_n é a n -ésima solução positiva da equação (5.10), κ é o número de onda e L é a altura total do maciço.

Resolvendo a equação (5.10) e substituindo o resultado em (5.11) chega-se ao valor de κ e através de (5.12) ao valor de Γ . Apresenta-se na Tabela 5.9 os valores intermédios para a obtenção deste fator de correção.

Tabela 5.9: Fator de correção Γ

C_n	κ	Γ
1.88	0.86	1.00

Como se pode ver na Tabela 5.10, os resultados obtidos através de Eysden diferem apenas de 6.45 % dos resultados obtidos das análises feitas no modelo em ELS, tal como do modelo em Pegasus uma vez que estes se encontram calibrados (exceto ao nível do amortecimento), que utilizaram o incremento de massa de Da Lozzo.

Note-se que a presença da água provoca uma redução de 50.9 % ao valor da frequência própria calculada no ELS.

Tabela 5.10: Determinação da frequência da estrutura submersa

	ρ_w [kgF/m ³]	ρ_{est} [kgF/m ³]	D_x [m]	D_y [m]	
	1000	837	40.30	23.30	
T [s]	T_s [s]	ω [rad/s]	ω_{sub} ELS [rad/s]	ω_{sub} Eysden [rad/s]	Diferença Relativa [%]
0.53	0.80	11.90	7.85	7.35	6.45

5.4.4 Verificação do amortecimento

No presente caso o amortecimento tem duas fontes distintas: o amortecimento material e o amortecimento de radiação. O amortecimento material ocorre por dissipação de energia de deformação do próprio material, sendo regulado pelo parâmetro C apresentado na equação (3.7) e que no ELS está associado às características dos materiais. Atribui-se portanto aos materiais que constituem a estrutura o parâmetro C de 0.471, que equivale à aplicação da expressão acima referida para um ζ de 0.03 e um ω_1 de 7.85 rad/s (frequência da estrutura quando parcialmente submersa, determinada a partir de análises no ELS, quer através de solicitações pontuais quer por análises modais).

O amortecimento de radiação é devido ao espalhamento da energia transmitida pelos meios deformados e, neste caso, tem uma grande importância devido à presença do solo à volta do maciço.

Nesta fase tem-se já calibrado o modelo no Pegasus, diferindo apenas no amortecimento. O amortecimento material no Pegasus é definido através da matriz de amortecimento de Rayleigh [7], que é calculada a partir dos parâmetros:

$$\begin{bmatrix} freq_1 & freq_2 \\ \zeta_1 & \zeta_2 \end{bmatrix}, \quad (5.13)$$

significando que se impõe um amortecimento de ζ_1 na frequência de $freq_1$ (em Hz) e ζ_2 na frequência de $freq_2$ (em Hz) [35].

Após algumas experiências, alterando-se os valores de ζ , verificou-se que a diferença entre resultados obtidos com diferentes valores de ζ é muito pequena.

Através das conclusões apresentadas acima, o amortecimento da estrutura definido através do fator C não seria suficiente para representar o amortecimento da situação que se pretende simular. Como tal, tentaram-se várias alternativas para se melhorar o amortecimento da estrutura no ELS, quer através da calibração dos parâmetros C e ρ do solo, quer através da criação de um amortecedor exterior materializado através de elementos elásticos existentes na fronteira do solo (Figura 5.18), com Módulo de Young reduzido (1 MPa) de maneira a não participar na rigidez da estrutura e com C e ρ a serem calibrados. Como se pode ver nas Figuras 5.19 e 5.20, tanto a primeira como a segunda soluções não introduziram amortecimento significativo à estrutura. Os ensaios feitos ao nível do amortecimento do solo, apresentados na Figura 5.19, procuraram a melhor combinação de C e ρ , tendo-se provado que pouco influenciou no comportamento da estrutura. Na Figura 5.20, utilizando-se $C = 4000$ (adimensional) $\rho = 100 \text{ kg/m}^3$ (a combinação mais condicionante, ainda que impercetível) procurou mostrar-se a influência da presença do amortecedor externo já acima referido. Pelo facto de estas soluções não terem o efeito pretendido, optou-se por colocar apenas amortecimento na estrutura através do parâmetro C nos materiais.

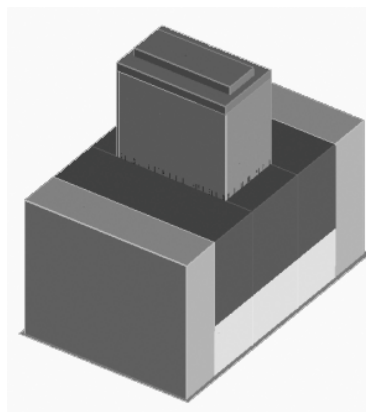


Figura 5.18: Amortecedores exteriores colocados no ELS

Apresenta-se na Figura 5.21 o efeito do amortecimento na estrutura sob a

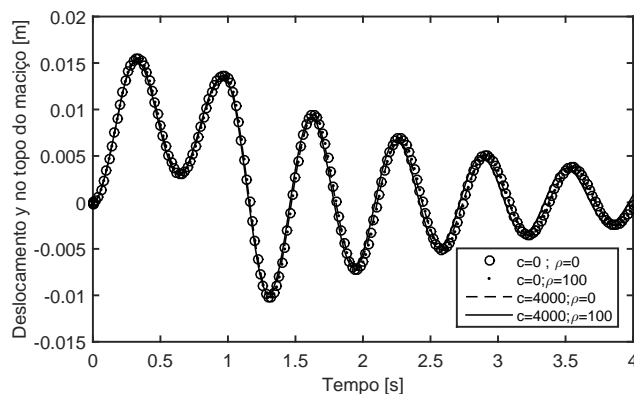


Figura 5.19: Influência do amortecimento proveniente do solo (ρ em kg/m^3 , modelo do maciço em ELS)

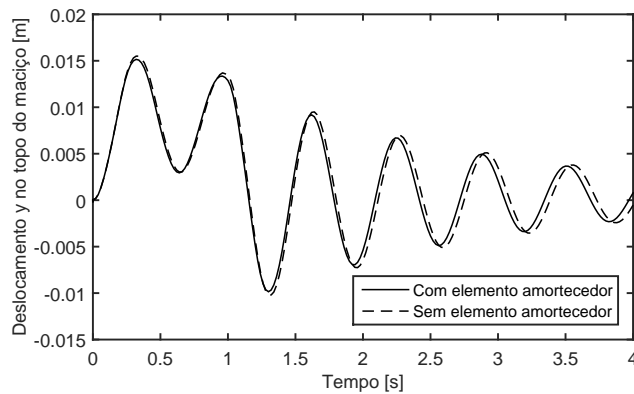


Figura 5.20: Influência do amortecedor na fronteira do solo (modelo do maciço em ELS)

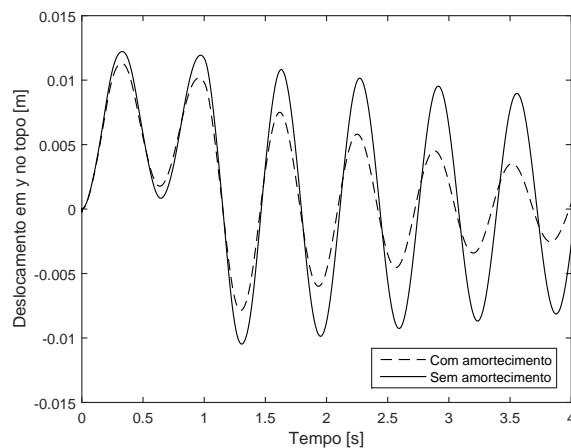


Figura 5.21: Influência do parâmetro C no amortecimento (modelo do maciço em ELS)

solicitação de um impacto com 36000 kN segundo a direção y , durante 1 segundo. O amortecimento é inteiramente proveniente do parâmetro C aplicado aos materiais do maciço, conforme os resultados acima apresentados.

5.5 Curva de capacidade

Primeiramente determinou-se uma curva de capacidade estática, apresentada na Figura 5.22, obtida através de um ensaio *pushover* no ELS. No entanto esta é meramente indicativa uma vez que as solicitações horizontais esperadas na estrutura são dinâmicas. Tal como se pode observar, a estrutura consegue resistir a solicitações horizontais estáticas em fase elástica até valores relativamente elevados e também apresenta um deslocamento muito elevado na iminência da rotura do maciço.

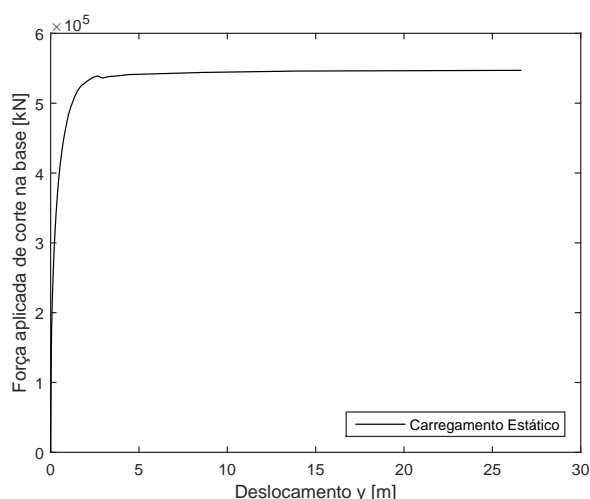


Figura 5.22: Curva de capacidade estática

5.6 Simplificações do modelo

Embora se tenha tentado representar o maior número de pormenores possíveis, nem sempre foi possível nem necessário modelar todos os detalhes. No entanto, não é esperado que modelos matemáticos de representação de estruturas deste grau de complexidade sejam réplicas exatas mas que reproduzam o comportamento da estrutura com a proximidade suficiente.

Com esta filosofia, procederam-se a algumas simplificações que através de ensaios se puderam comprovar não terem relevância no comportamento da estrutura. Apresentam-se então algumas das principais simplificações adotadas:

- Os muros exteriores, que apresentam uma geometria irregular e de difícil modelação, foram modelados com espessura constante, mantendo a inércia original do conjunto;

- Os pilares dos cantos, que representam os poços de dragagem, foram modelados simplificadaamente como sendo paralelepípedos, embora sejam cilíndricos na realidade. Além disto, a chapa metálica que envolve estes quatro poços cheios foi substituída por varões de aço com uma área de armadura equivalente à chapa. Tal como os poços cheios, também os restantes vazios foram modelados como tendo secção transversal retangular, redistribuindo-se o betão de enchimento existente entre estes para as paredes interiores;
- A secção dos 9.2 m mais abaixo no maciço, que na verdade tem os poços todos cheios, foi modelada como sendo igual à secção S2;
- A laje superior, embora tenha uma geometria irregular, foi modelada com uma secção retangular, tendo-se mantido o volume uma vez que esta zona não contribui para a resistência às solicitações utilizadas neste trabalho, contribuindo apenas para o peso próprio da estrutura e para o efeito de diafragma do maciço (tal como se teve oportunidade de constatar);
- As armaduras foram modeladas com base em alguns desenhos, tendo-se repetido a sua configuração em altura durante as respetivas secções (S1 e S2). No entanto, constatou-se que a influência destas armaduras é bastante reduzida, uma vez que a maior participação em termos de aço provém da estrutura metálica;
- As expressões referentes ao incremento da massa para modelação do efeito da água foram deduzidas para pilares cilíndricos, no entanto, verificou-se através da frequência obtida por expressões para pilares encastrados com secção retangular, que as frequências eram semelhantes, apresentando uma diferença relativa de 6.45 %.

Capítulo 6

Embate de Embarcações em Pilares de Pontes

6.1 Introdução

O presente capítulo aborda a análise do embate de uma embarcação, referente à situação mais gravosa, tal como já foi referido em secções anteriores, analisando-se os resultados provenientes do ELS.

O computador utilizado para se realizar estas análises é um Intel Xeon CPU 5670 com 2.93 GHz e 16 GB de RAM.

O tempo de processamento necessário para se realizar esta análise dinâmica com 8 segundos de duração variou entre as 4 e as 5 horas, tendo-se utilizado um passo de tempo de 0.02 segundos.

6.2 Definição da força de embate

Utilizando a equação (2.9) com o α e β do ESL1, definidos no Capítulo 2 e com recurso aos dados da Tabela 4.3 sobre as características das embarcações que passaram entre os pilares da ponte no ano de 2014, obteve-se o valor de 2.85×10^5 kN para a intensidade da força a aplicar sobre o maciço de suporte ao pilar, de modo a simular o embate da embarcação mais condicionante que poderia ter ocorrido no ano de 2014. Esta situação mais condicionante corresponde à passagem de um graneleiro com um DWT de 76402 ton, navegando a 6.12 m/s. Uma vez que as expressões utilizadas são para o caso de colisão frontal, sendo este o caso mais gravoso e tendo em conta as características geométricas das embarcações, o embate será modelado por via de uma força de faca que vai desde o topo do maciço até à profundidade do calado, ou seja, com uma altura correspondente ao calado mais 6 m (Figura 6.1) e com uma largura de 2 m (sendo esta a largura dos elementos da parede onde se vai aplicar a carga). Assim, remetendo novamente para a Tabela 4.3, em que se pode observar que o calado de entrada para o caso de embate mais condicionante é de 12.8 m,

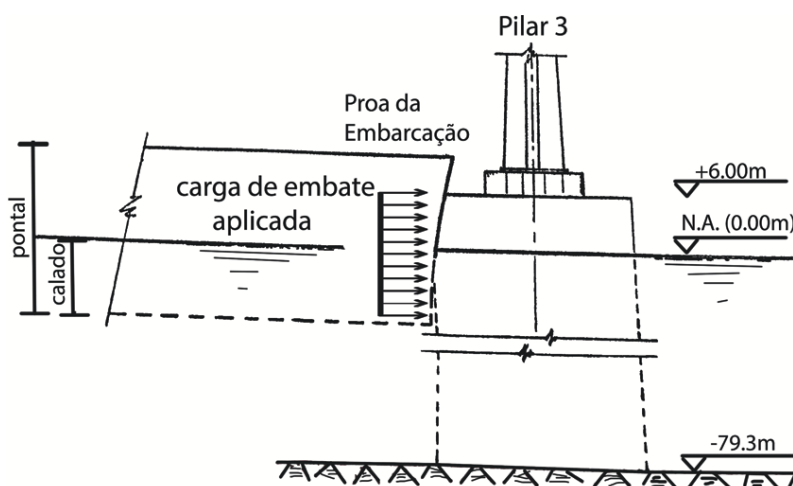


Figura 6.1: Exemplo do posicionamento da carga de embate aplicada ao maciço de apoio (adaptado de [13])

determina-se que se irá aplicar o carregamento distribuído ao longo de 18.8 m, a contar a partir do segundo patamar do topo do maciço, tal como se mostra na Figura 6.3.

Tal como já foi explicado no Capítulo 2, decidiu-se que a solicitação deve ser aplicada durante um tempo da mesma ordem de grandeza dos valores de T_{eff} apresentados na Tabela 2.2, tendo-se optado por utilizar uma duração de 1.5 s. Este valor respeita a condição de ser maior do que o período próprio da estrutura. Resumindo, a simulação no ELS é feita através de uma ação dinâmica com a intensidade acima referida, segundo a direção y e com uma duração de 1.5 s deixando-se depois a estrutura a oscilar em regime livre, tal como se mostra na Figura 6.2. Optou-se por colocar o embate segundo a direção y (eixos apresentados na Figura 6.3) uma vez que é a direção de menor inércia, provocando maiores deslocamentos, tal como se teve oportunidade de constatar na fase de calibração do modelo.

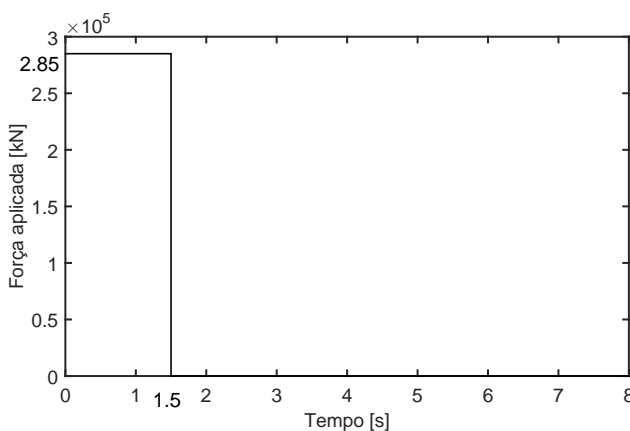


Figura 6.2: Força aplicada no maciço

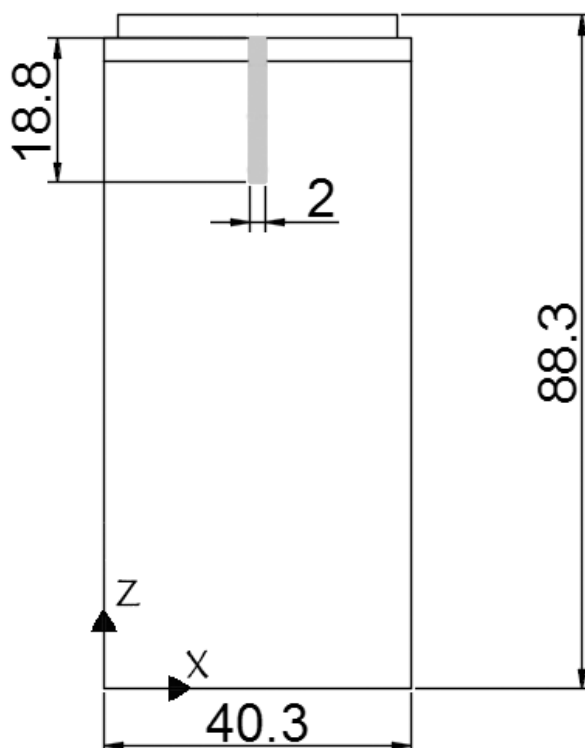


Figura 6.3: Área de aplicação do embate

6.3 Resultados da simulação

Apresentam-se os resultados obtidos no ELS aquando a solicitação do embate da embarcação acima referida.

Na Figura 6.4 apresentam-se os deslocamentos no topo do maciço nas duas direções horizontais principais do maciço originados pelo cenário de embate atrás descrito. Constata-se, como seria de esperar, que após o período de atuação da força (1.5 s), a estrutura vibra em regime livre amortecido. O deslocamento máximo no topo da estrutura é cerca de 0.35 m.

Na Figura 6.5 são apresentadas as forças basais nas duas direções principais do maciço que se desenvolvem devido ao embate em análise na presente secção. Existe uma notória alteração do desenvolvimento das forças basais no momento em que a atuação da força acaba (1.5 s) tal como seria de esperar. A partir desse instante, as forças basais vão diminuindo gradualmente, enquanto a estrutura vibra em regime livre.

A Figura 6.6 mostra os momentos na base em torno de x e de y devidos ao evento em estudo. Como se pode observar, tal como nos outros casos, consegue-se verificar como esperado que, a partir dos 1.5 s, quando acaba o período de atuação da força, os momentos vão decrescendo gradualmente.

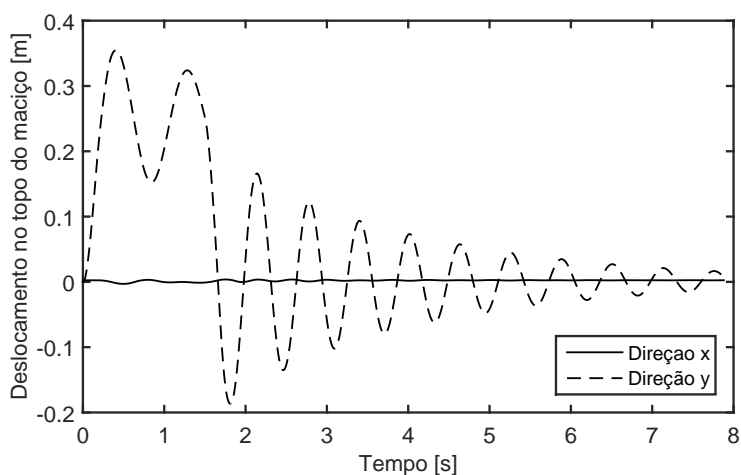


Figura 6.4: Deslocamentos no topo do maciço

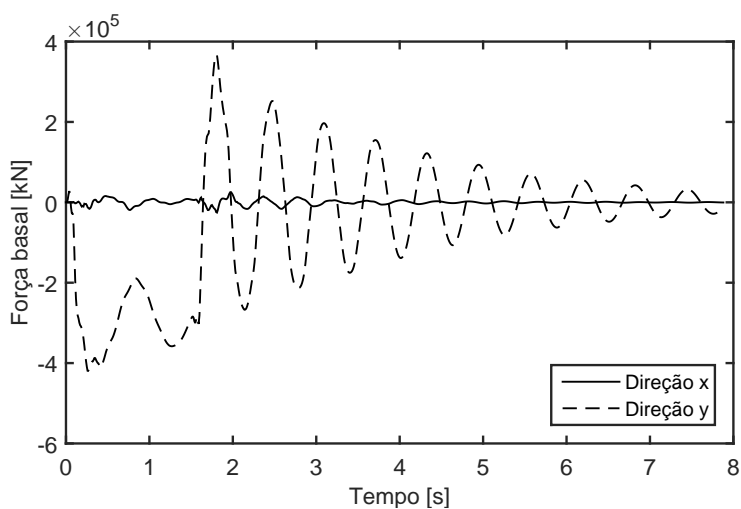


Figura 6.5: Força basal

Como se pode observar na Figura 6.7 e na Figura 6.8, no instante em que o maciço apresenta as maiores deformadas, não existe rotura de elementos, havendo apenas abertura de fendas nos pilares, perto das zonas de ligação com os perfis horizontais, tal como se mostra na Figura 6.9

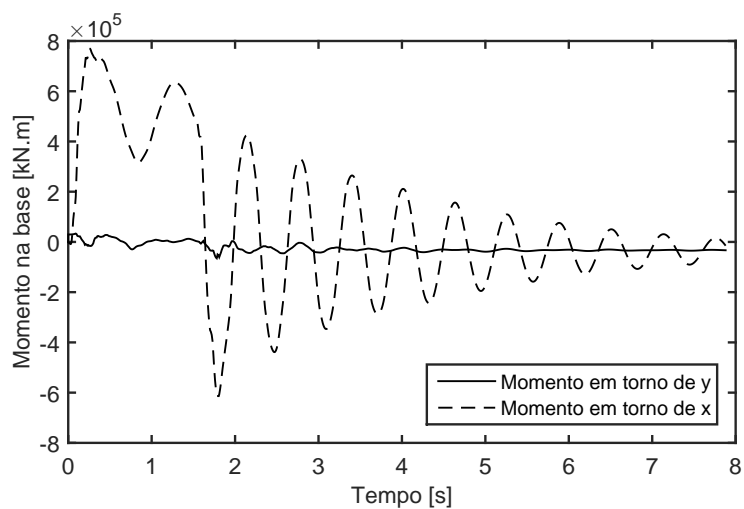


Figura 6.6: Momento na base do maciço

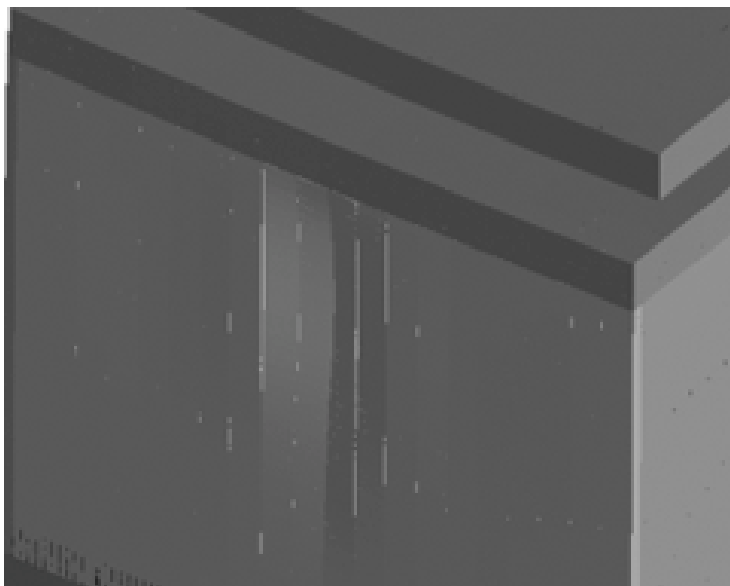


Figura 6.7: Pormenor da parede exterior do maciço deformada devido ao embate de uma embarcação (deformada maximizada 100 vezes)

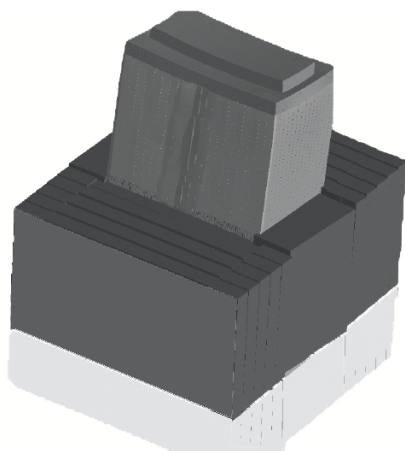


Figura 6.8: Maciço deformado devido ao efeito do embate de uma embarcação (deformação maximizada 500 vezes)

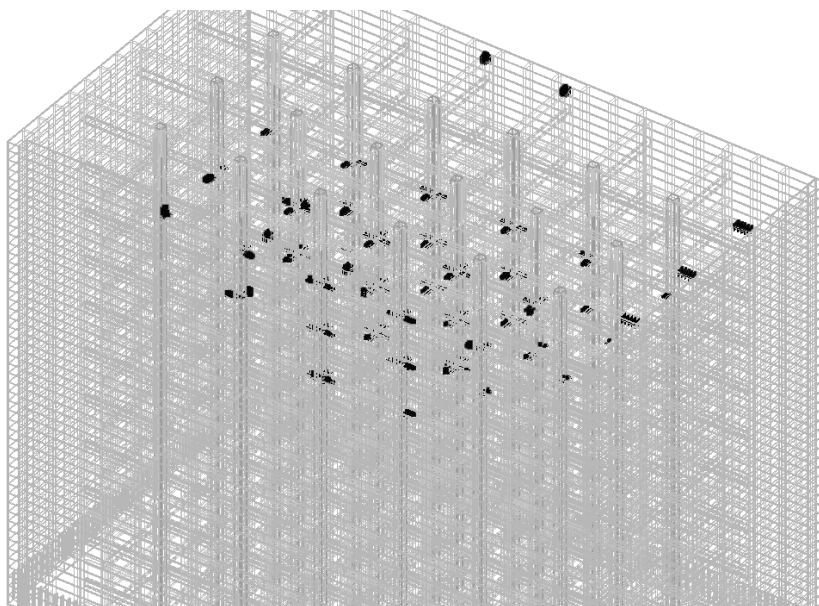


Figura 6.9: Fendas (a preto) resultantes do embate de uma embarcação

6.4 Conclusões

A estrutura consegue recuperar os deslocamentos iniciais, tal como se mostra na Figura 6.4. A principal consequência para a estrutura devido a cargas desta gama de valores, é o aparecimento de fendas no topo dos elementos de betão interiores (nomeadamente as paredes interiores e os pilares constantes na interseção destas) ao nível da zona de embate da embarcação, como mostra a Figura 6.9. Além disto, verifica-se também uma deformação côncava (se bem que bastante pequena) na parede exterior resultante do embate direto da embarcação na parede exterior do maciço, tal como se pode observar na Figura 6.7 (note-se que a deformada está maximizada 100 vezes).

Capítulo 7

Análise Dinâmica Sobre o Evento Sísmico

7.1 Introdução

Portugal está localizado numa zona relativamente instável, sendo considerado um país com atividade sísmica moderada. A grande ocorrência de sismos relaciona-se com o seu contexto tectónico. Situa-se na placa Euro-Asiática, bastante próximo dos limites com as placas Africana e Norte Americana, tal como se pode constatar na Figura 7.1. Os sismos gerados em Portugal têm origem na separação das placas tectónicas, classificando-se como sismos interplacas.

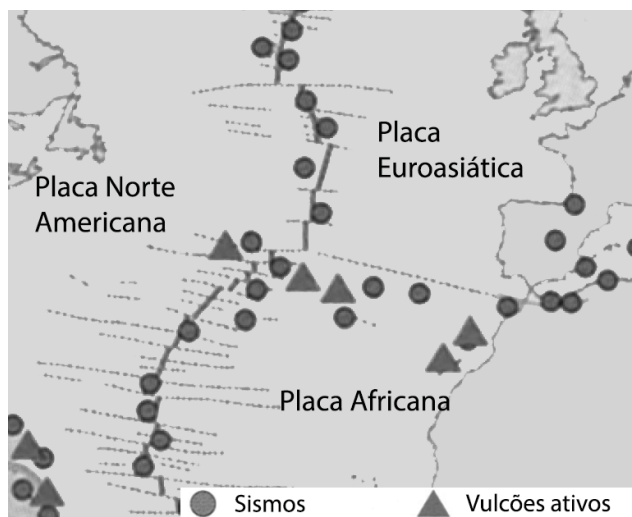


Figura 7.1: Localização de Portugal relativamente às placas tectónicas [17]

Destaca-se a atividade sísmica que ficou conhecida como Grande Terramoto de Lisboa, no dia 1 de Novembro de 1755, considerado o maior da história, em Portugal. Este sismo atingiu uma magnitude aproximada de 8.75 na escala de Richter e os seus efeitos foram sentidos até ao norte da Europa. Uma vez que o epicentro se deu no mar, originou-se também um tsunami que provocou grandes danos na costa portuguesa, sul de Espanha e norte de África [19].

O movimento das placas caracteriza-se pelo deslocamento para Norte da Placa Africana e pelo movimento divergente da dorsal atlântica na direção Este-Oeste. Além desta atividade sísmica, gerada pelo movimento das placas tectónicas, também há que ter em conta a sismicidade originária no interior das placas, ou seja, sismos intraplacas. Ao contrário dos sismos interplacas em Portugal, estes são de sismicidade baixa a moderada e mais difusa, sendo difícil relacionar diretamente os epicentros dos sismos com as falhas existentes. Um dos sismos mais importantes deste tipo ocorridos em Portugal, deu-se na falha do Vale Inferior do Tejo, no dia 23 de Abril de 1909 e teve uma magnitude próxima de 7 [3].

Tendo em conta a importância da atividade sísmica em Portugal e sabendo que vários terremotos provocaram milhares de mortos e prejuízos significativos no passado, há que ter em conta o efeito destes eventos no dimensionamento das estruturas de forma a minimizar danos e reduzir os riscos de sinistralidade.

7.2 Sismo de El Centro

Assim como seria de esperar de uma estrutura de envergadura e importância da Ponte 25 de Abril, esta foi dimensionada de modo a serem suportadas todas as condições de carga possíveis, tanto durante as várias fases de construção como durante o seu período de funcionamento. Por razões óbvias, a análise aqui conduzida focar-se-á na situação da ponte concluída. O cálculo e dimensionamento sísmico do projeto da ponte efetuado no início dos anos 60 considerou a possibilidade de atuação de um sismo igual ao maior sismo registado à data e conhecido por Sismo de El Centro que ocorreu na Califórnia em 1940. Foi este o sismo utilizado para o dimensionamento dos pilares, “uma vez que apresenta características de movimento do solo encontradas também nesta área de atividade sísmica intensa na Califórnia” [13].

O sismo de El Centro de 1940, também conhecido como 1940 Imperial Valley, ocorreu às 21 horas e 35 minutos no dia 18 de Maio de 1940 no sul da Califórnia, junto à fronteira com o México. A sua magnitude foi de 7.1 na escala de Richter. Nove pessoas foram mortas e cerca de 80 % dos edifícios sofreram danos de alguma forma. Na zona de Brawley todos os edifícios ficaram danificados donde 50 % destes ficaram arruinados. O evento provocou um aumento de cerca de 60 km de falha, ao já existente sistema na zona das falhas do Imperial Country, na Califórnia.

O instrumento que gravou o sismo encontrava-se colocado num pavimento de betão armado no interior de um edifício em El Centro. Por este motivo o registo poderá ter o seu conteúdo em altas frequências atenuado face aos movimentos do solo, devido a efeitos de interação solo-estrutura [15]. O sismo tem a duração de 53.46 segundos.

Mostram-se nas Figuras 7.2 e 7.3 os acelerogramas das direções Este-Oeste e Norte-Sul, respetivamente. Note-se que a direção Norte-Sul corresponde à

direção adotada no modelo como sendo y e a Este-Oeste corresponde à direção x, tendo-se atribuído estas direções uma vez que x e y correspondem a Norte-Sul e Este-Oeste também no modelo, respetivamente.

Desta forma, tal como prescrito no Eurocódigo 8 (EC8) [6], atuou-se a estrutura nas duas direções horizontais, x e y, em simultâneo com 100 % da sua intensidade, uma vez que se trata de uma análise temporal não linear com um modelo espacial da estrutura. Dado que o máximo valor da aceleração do sismo de El Centro na direção vertical é de 0.19 m/s^2 , sendo inferior a 0.25 g , não se considerou esta componente da ação sísmica.

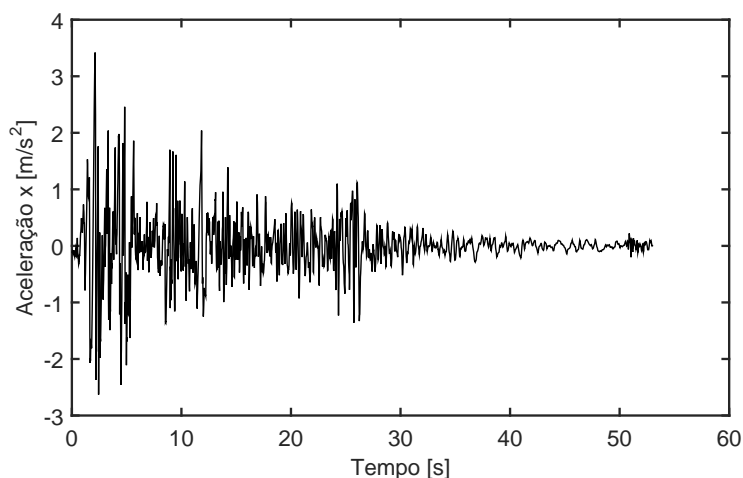


Figura 7.2: Acelerograma do sismo de El Centro 1940, sentido Este-Oeste [15], aplicado na direção x do modelo

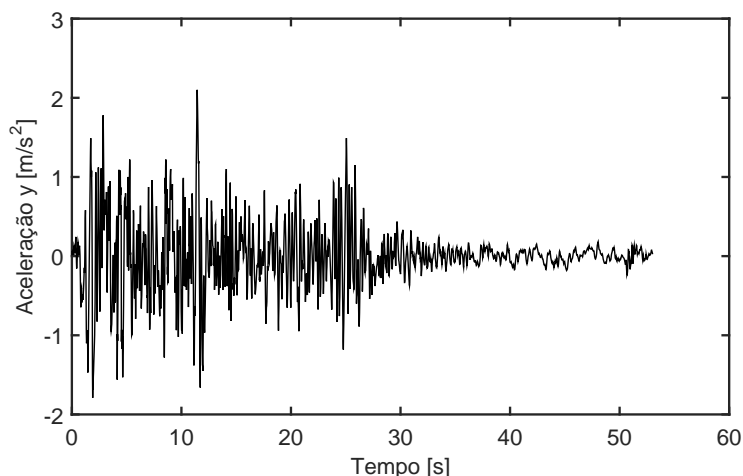
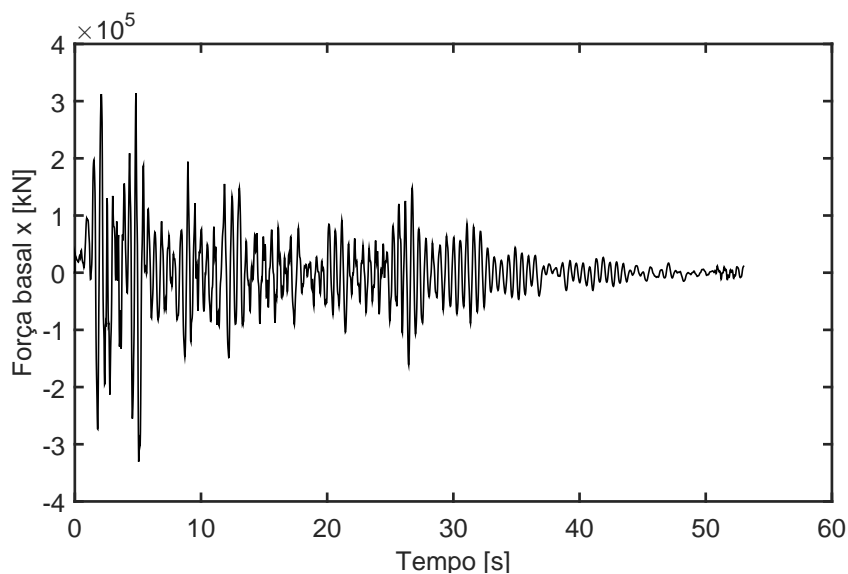


Figura 7.3: Acelerograma do sismo de El Centro 1940, sentido Norte-Sul [15], aplicado na direção y do modelo

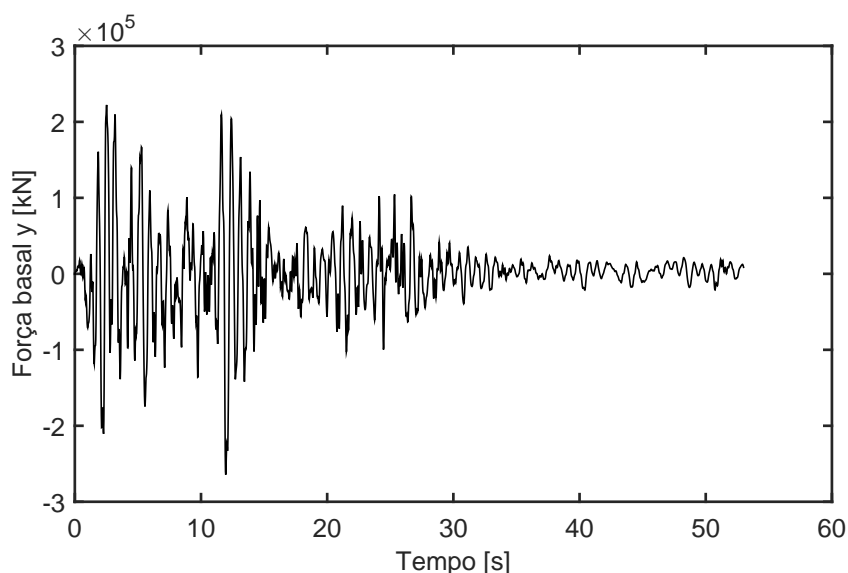
7.3 Resposta sísmica

Na presente secção apresentam-se os esforços no maciço de apoio ao pilar P3 assim como os deslocamentos no topo do mesmo, quando sujeito ao sismo de El Centro acima descrito, de acordo com a simulação numérica feita com o programa ELS.

O computador utilizado para se realizar esta simulação foi o mesmo utilizado nas análises de embates, já descrito no Capítulo 6.



(a) Direção x



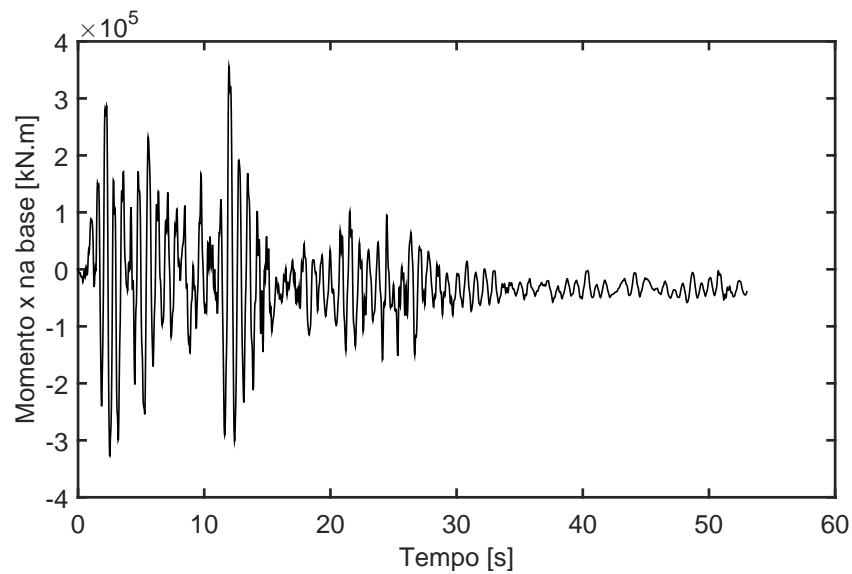
(b) Direção y

Figura 7.4: Força basal do maciço sujeito ao sismo de El Centro

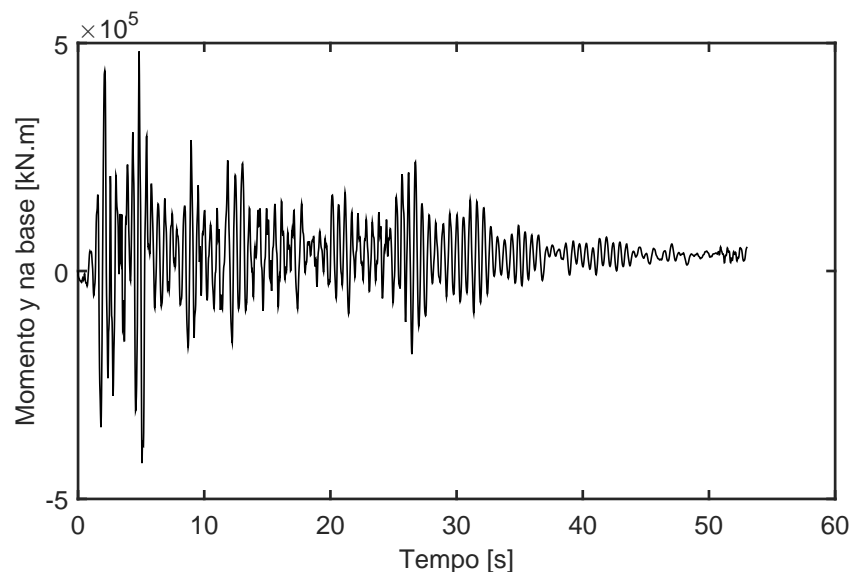
O tempo de processamento necessário para se realizar esta análise dinâmica com 53 segundos de duração variou entre as 17 e as 20 horas, tendo-se utilizado um passo de tempo de 0.02 segundos.

A Figura 7.4 mostra a força basal do maciço nas duas direções x e y.

Na Figura 7.5 pode-se observar o momento resultante na base do maciço, em torno das duas direções x e y.



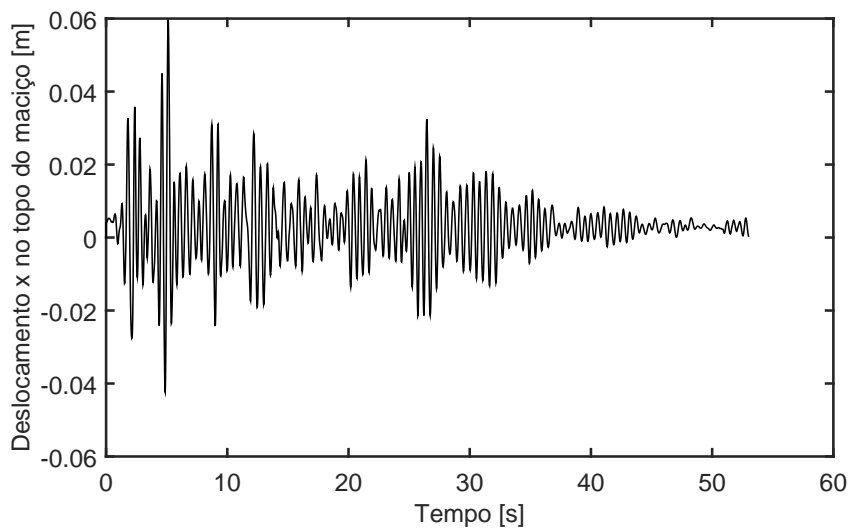
(a) Em torno de x



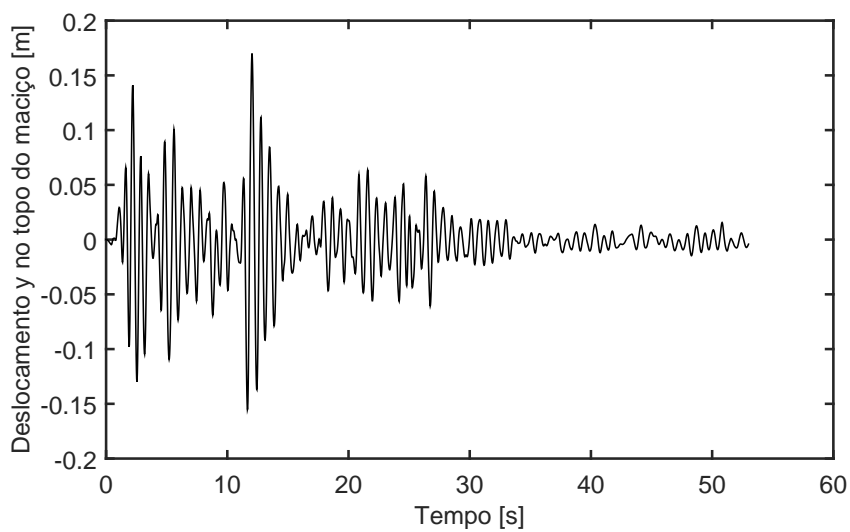
(b) Em torno de y

Figura 7.5: Momentos na base do maciço sujeito ao sismo de El Centro

A Figura 7.6 mostra os deslocamentos no topo do maciço. Conforme é possível observar, a estrutura tem uma boa resposta ao sismo, não apresentando deslocamentos excessivos (máximo valor de 0.17m), ainda no patamar de comportamento linear-elástico deste elemento estrutural.



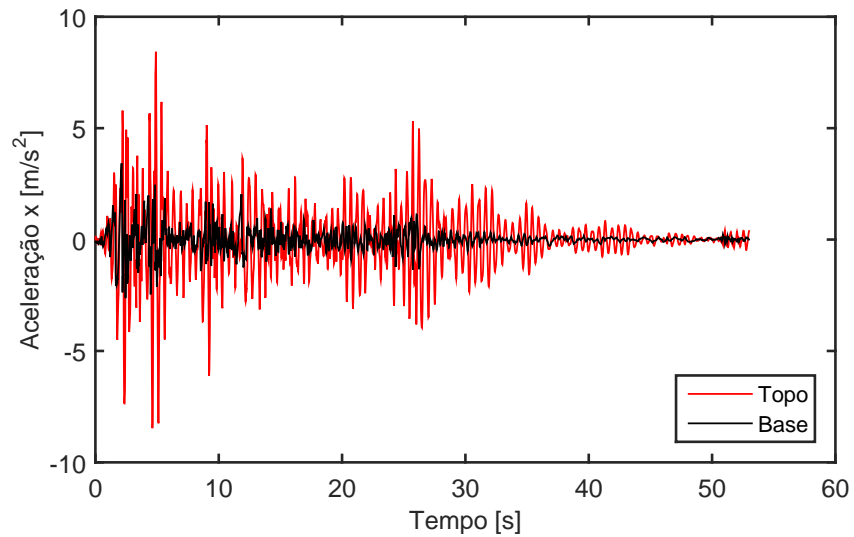
(a) Direção x



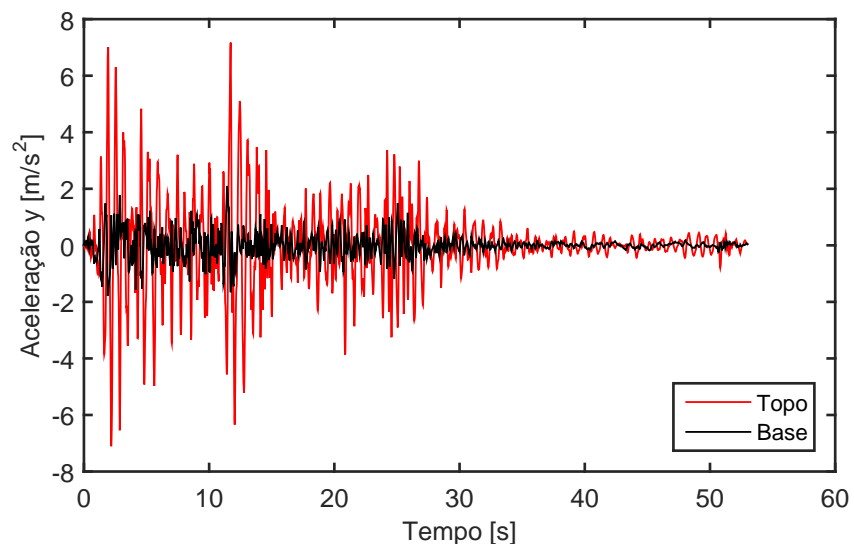
(b) Direção y

Figura 7.6: Deslocamentos no topo do maciço sujeito ao sismo de El Centro

Apresenta-se na Figura 7.7 a amplificação do sinal sísmico. Note-se que o efeito da aceleração imposta na base devido a esta solicitação é amplificada ao passar pela estrutura do maciço. Esta amplificação é de 2.5 vezes na direção x e de 3.4 vezes na direção y para os parâmetros definidos.



(a) Direção x



(b) Direção y

Figura 7.7: Amplificação do sinal sísmico

7.4 Comparação com embate de uma embarcação

Tal como já foi referido, a Ponte 25 de Abril foi dimensionada entrando-se em consideração a ação do sismo de El Centro de 1940, tendo mesmo sido esta a solicitação de base para o dimensionamento dos pilares e respetivos maciços de apoio.

No projeto da ponte não se considerou necessário estudar o evento do embate de embarcações uma vez que, de acordo com as expressões nele utilizadas e com as características da embarcação considerada, o momento resultante na base do maciço foi menos de metade do momento máximo na base do maciço devido ao sismo de El Centro. No entanto, além de se terem utilizado expressões mais recentes para simular o embate de embarcações, também os navios que passaram pela Ponte, no ano de 2014, apresentavam maiores massas e velocidades do que os considerados em projeto. Assim sendo, justifica-se o estudo presente nesta dissertação.

Apresentam-se nas Figuras 7.8 a 7.11 os esforços, os deslocamentos e as acelerações no maciço provocados pelo sismo de El Centro em comparação com os provocados pelo embate de uma embarcação conforme descrito na secção 6.2.

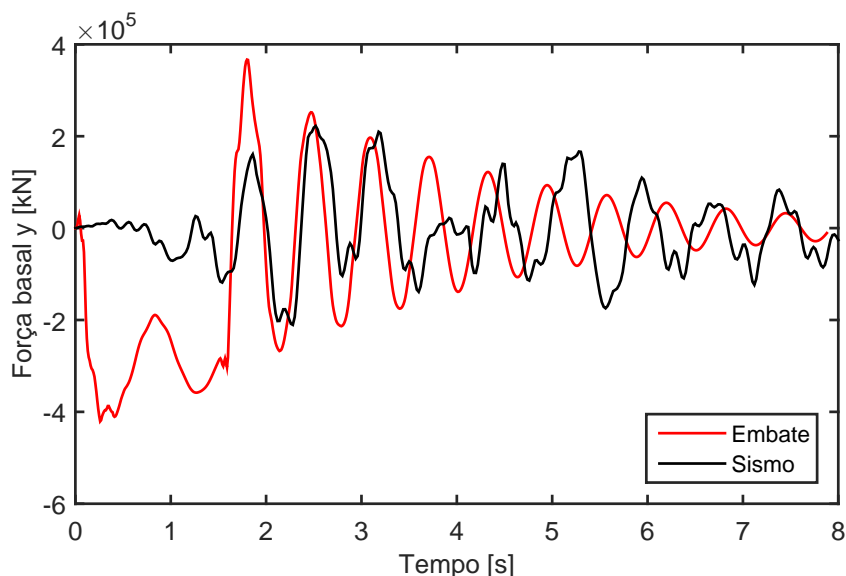


Figura 7.8: Força basal em y

De uma forma geral, pode observar-se que a solicitação do embate é mais condicionante do que o sismo. Do ponto de vista do dimensionamento da super-estrutura da ponte, verifica-se na Figura 7.11 que as acelerações impostas na base do pilar P3 (ou seja, no topo do maciço) devidas ao embate de uma embarcação são superiores, em valor absoluto, às acelerações devidas ao sismo. Assim, e apesar do conteúdo em frequência do fenómeno associado ao embate de uma embarcação ser presumivelmente de banda muito estreita, quando comparado com a ação sísmica, as elevadas acelerações, deslocamentos e esforços envolvidos justificam uma análise mais cuidada.

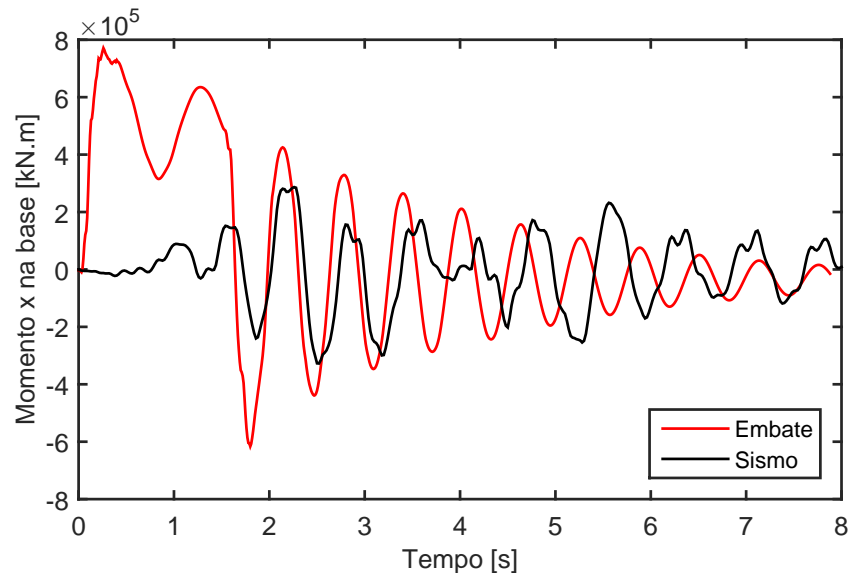


Figura 7.9: Momento em torno de x na base do maciço

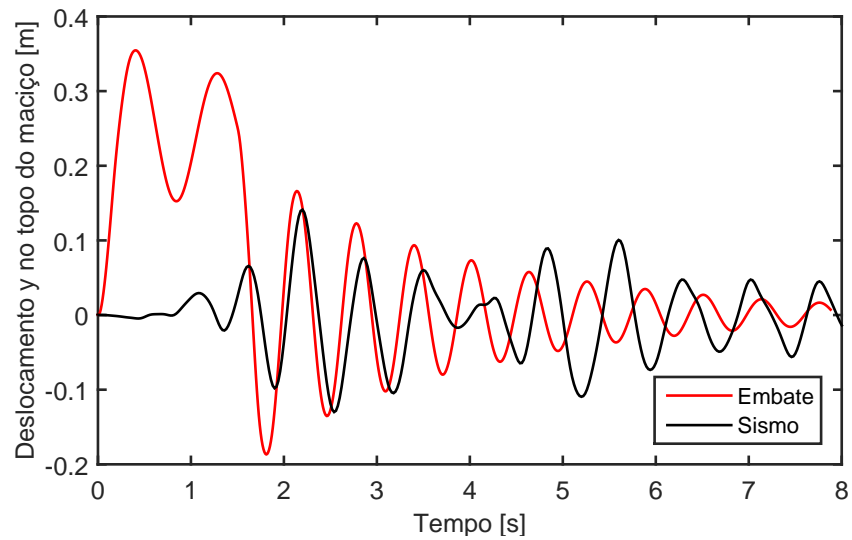


Figura 7.10: Deslocamentos em y no topo do maciço

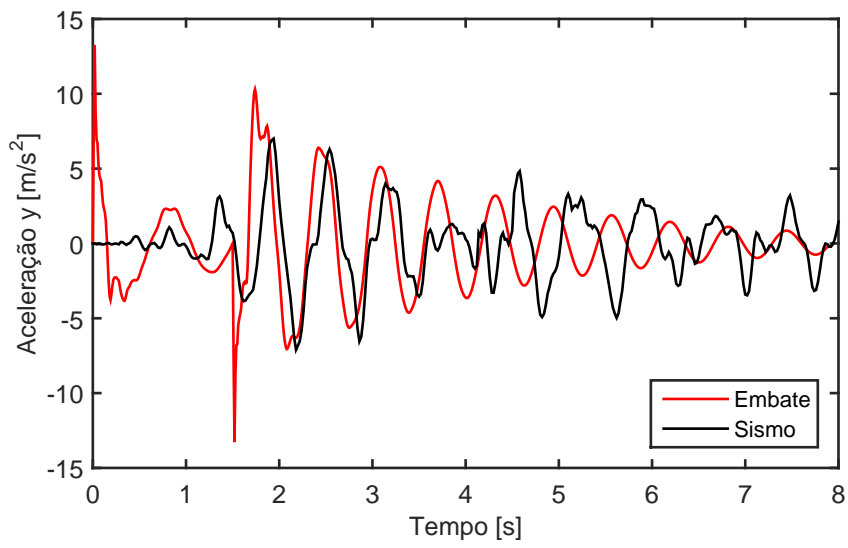


Figura 7.11: Acelerações em y no topo do maciço

Capítulo 8

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

8.1 Conclusões

A carga utilizada no projeto da Ponte 25 de Abril, com o objetivo de simular o embate de uma embarcação, está abaixo do valor mais condicionante utilizado neste trabalho.

A temática do embate de embarcações, presente neste trabalho, sofreu um grande desenvolvimento relativamente à data do projeto da Ponte 25 de Abril, tendo entretanto sido desenvolvidas expressões mais específicas para o caso. Além disso, através dos dados obtidos, tanto a massa da embarcação como a velocidade utilizada são superiores às consideradas no projeto.

O embate de uma embarcação pode ser mais gravoso do que uma ação sísmica de grande magnitude.

Tal como se mostrou neste trabalho, para a situação do embate da embarcação mais condicionante que podia ter ocorrido durante o ano de 2014, sendo este o caso de um graneleiro com um DWT de 76402 ton navegando a 6.12 m/s, quando comparado com o sismo de El Centro, os efeitos do primeiro são mais condicionantes ao nível de deslocamentos e acelerações no topo do maciço assim como momentos e forças na base. No entanto, como foi considerada uma carga menor em projeto, produzindo-se efeitos significativamente menores relativamente ao sismo de El Centro, não foram feitos cálculos explícitos para o embate de embarcações em projeto.

A estrutura do maciço suporta o sismo de El Centro.

Seria de esperar que a estrutura do maciço suportasse o sismo de El Centro uma vez que foi dimensionada para tal, servindo também este aspeto como indicador de verificação do presente modelo.

O embate de uma embarcação consegue ser suportado pela estrutura do maciço.

Ainda que tendo efeitos mais gravosos que o sismo de El Centro, esta solicitação

consegue ser suportada pela estrutura sem danos significativos, deixando apenas uma deformação côncava na parede exterior que sofre o embate. Além disto, surge também o aparecimento de algumas fendas no topo das paredes interiores do maciço ao nível do embate. Tirando isto, a estrutura recupera a sua configuração inicial em termos de deslocamentos globais.

A presença da água tem influência no comportamento da estrutura.

Se não se tivesse tido em conta a presença da água, estar-se-ia a estimar erradamente o valor da frequência própria da estrutura uma vez que a sua presença provocou a redução de 50.9 % deste fator. Além disso, a água poderá ter efeito no amortecimento da estrutura, dependendo da relação entre o coeficiente de amortecimento e frequência própria.

A presença do solo tem influência no comportamento da estrutura.

Além de ser o principal causador do amortecimento presente na estrutura, também os deslocamentos aquando uma solicitação na mesma se fazem sentir com a presença do solo, tendo-se mostrado neste trabalho que, para uma solicitação de 36000 kN, esta diferença é de 24.4 %.

8.2 Desenvolvimentos futuros

Uma vez cumpridos os objetivos propostos para o desenvolvimento do presente trabalho, tendo-se verificado o modelo da Ponte 25 de Abril, sugere-se que em trabalhos futuros se proceda a comparações com dados experimentais específicos para o caso de estudo, tais como instrumentações relativas à frequência própria do maciço, deslocamentos provocados por solicitações conhecidas (como por exemplo o embate de 22 de Novembro de 2014 ou algum sismo que tenha ocorrido), para que se possa solicitar a estrutura no modelo e proceder à validação do mesmo.

Sugere-se também que se façam estudos paramétricos com o objetivo de se calibrar melhor o amortecimento da estrutura, em especial o amortecimento proveniente do solo.

Propõe-se que se façam estudos tanto relativos a embates como a eventos sísmicos, utilizando-se a estrutura da Ponte 25 de Abril completa, aproveitando-se os *outputs* (tanto em termos de deslocamentos como em acelerações) no topo do maciço e utilizando-os como *inputs* na base dos pilares do modelo completo. Os referidos *outputs* apresentam-se na secção 7.3 sob forma gráfica mas não se apresentam os valores sob forma de tabela devido à sua extensão. No entanto poder-se-ão disponibilizar estes valores caso solicitados.

Bibliografia

- [1] Adhikary, Shrabony: *Modelling of Soil-Foundation-Structure System*. Indo-Norwegian Training Programme on Seismic Design of Multi-storey Buildings: IS 1893 vs. Eurocode 8, Maio 2014.
- [2] Autodesk Inc.: *AutoCAD - User's Guide*. Hampshire, UK, 2012.
- [3] Bernardo, Vasco Miguel Serrano: *Análise não linear do comportamento dinâmico de passadiços pedonais pré-fabricados*. Tese de Mestrado, 2014.
- [4] Byrne, Cheung e Yan: *Soil parameters for deformation analysis of sand masses*. Canadian Geotechnical Journal, 24(3):366–376, 1987.
- [5] CEN: *EUROCODE 1 - Actions on structures. Part 7: General Actions - Accidental actions due to impact and explosions*, 2002.
- [6] CEN: *EUROCODE 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, 2004.
- [7] Chopra, Anil K: *Dynamics of structures*, volume 3. Prentice Hall New Jersey, 1995.
- [8] Computers & Structures Inc.: *SAP2000 - Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures - Tutorial Manual*. Berkeley, California, USA, 1997.
- [9] Da Lozzo, E., Auricchio, F. e Calvi, G. M.: *Added mass model for vertical circular cylinder partially immersed in water*.
- [10] Dhir, R., Limbachiya, M. e McCarthy, Michael: *Recycling and Reuse of Sewage Sludge: Proceedings of the International Symposium Organised by the Concrete Technology Unit and Held at the University of Dundee*. London Telford, London, UK, 2001.
- [11] Gomes, Caroline e Caldeira, Jefter: *The frictional properties of quartz sands (natural and colored): measurements from analogue experiments and from a ring-shear tester*. REM: Revista Escola de Minas, Setembro 2011.
- [12] Guy de Castro: *Acerca do Projecto de Fundações em estacas de Betão Armado*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1989.
- [13] Hausner, G., Glough, R., Converse F., e Wilson, S.: *Ponte Sobre o Tejo em Lisboa, Projeto Definitivo*. Relatório Técnico, United States Steel Expert Company, 1961.

- [14] International, Applied Science: *Extreme Loading for Structures - Theoretical Manual*. P.O. Box 13887 Durham, 2013.
- [15] Irvine, Tom: *Vibrationdata, consulting and educational services*, 2014 (acedido a 1 Junho 2015). <http://www.vibrationdata.com/>.
- [16] Jiancheng, L., Yongning, G. e Zhiqiang, H.: *Response and damage of bridge pier during ship-bridge collision*. Highway, 10:33–41, 2002. não consultado diretamente.
- [17] Kullberg, José: *Geologia para Engenharia Civil*. Aulas Teóricas, Março 2011.
- [18] Kupfer, Helmut, Hubert K Hilsdorf e Hubert Rusch: *Behavior of concrete under biaxial stresses*. Em *ACI Journal proceedings*, volume 66. ACI, 1969.
- [19] LNEC: *Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas*, 2015 (acedido a 12 Junho 2015). <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/>.
- [20] LRFD, Aashto: *Guide specification and commentary for vessel collision design of highway bridges, 2nd Ed.*, 2009.
- [21] Meguro, Kimiro e Hatem Tagel-Din: *Simulation of buckling and post-buckling behavior of structures using applied element method*. Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, IIS, University of Tokyo, (32):125–135, 1999.
- [22] Meguro, Kimiro e H.S. Tagel-Din: *Applied element method for structural analysis: Theory and application for linear materials*. STRUCTURAL ENGINEERING EARTHQUAKE ENGINEERING, 17(1):21s–35s, 2000.
- [23] Meguro, Kimiro e H.S. Tagel-Din: *Applied element method used for large displacement structural analysis*. Journal of Natural Disaster Science, 24(1):25–34, 2002.
- [24] Okamura, Hajime e Maekawa, Kohichi: *Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete*. Gihodo, Tokyo, 10, 1991.
- [25] Pedersen, Preben Terndrup: *Collision risk for fixed offshore structures close to high-density shipping lanes*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part M: Journal of Engineering for the Maritime Environment, 216(1):29–44, 2002.
- [26] Ristic, D., Yamada, Y. e Iemura, H.: *Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varying axial loads*. Research Rep. No. 86-ST, 1, 1986.
- [27] Spacone, E. e El-Tawil, S.: *Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: State of the art*. Journal of Structural Engineering, 130(2):159–168, 2004.
- [28] Svensson, Holger: *Protection of bridge piers against ship collision*. Steel Construction, 2(1):21–32, 2009.

- [29] Tagel-Din, Hatem e Kimiro Meguro: *Analysis of small scale RC building subjected to shaking table tests using applied element method*. 12WCEE, New Zealand:[sn], páginas 1–8, 2000.
- [30] Tagel-Din, H.S. e Kimiro Meguro: *Applied element simulation for collapse analysis of structures*. Bull. of Earthquake Resistant Struct. Res. Ctr, páginas 113–123, 1999.
- [31] Tagel-Din, H.S. e Kimiro Meguro: *Applied element method for dynamic large deformation analysis of structures*. STRUCTURAL ENGINEERING EARTHQUAKE ENGINEERING, 17(2):215s–224s, 2000.
- [32] Tagel-Din, H.S. e Kimiro Meguro: *Nonlinear simulation of RC structures using applied element method*. STRUCTURAL ENGINEERING EARTHQUAKE ENGINEERING, 17(2):137s–147s, 2000.
- [33] The MathWorks Inc.: *Matlab R2014b v8.4*. Massachusetts, USA, 2014.
- [34] Van Eysden, Cornelis e Sader, John E: *Resonant frequencies of a rectangular cantilever beam immersed in a fluid*. Journal of applied physics, 100(11):114916, 2006.
- [35] Varandas, José Nuno: *Long-term behaviour of railway transitions under dynamic loading application to soft soil sites*. Tese de Doutoramento, FCT-UNL, 2013.
- [36] Wang, J., Bu, Lingtao e Cao, Conghui: *Code Formulas for Ship-Impact Design of Bridges*. Journal of Bridge Engineering, 17(4):599–606, 2011.
- [37] Wilson, James F: *Dynamics of offshore structures*. John Wiley & Sons, 2003.
- [38] Woisin, G: *Design against collision*. GKSS-Forschungszentrum, 1980. não consultado diretamente.
- [39] Xing, J.T., Price, W.G., Pomfret, M.J. e Yam, LH: *Natural Vibration of a Beam Water Interaction System*. Journal of sound and vibration, 199(3):491–512, 1997.
- [40] Yun, H., Nayeri, R., Tasbihgoo, F., Wahbeh, M., Caffrey, J., Wolfe, R., Nigbor, R., Masri, S.F., Abdel-Ghaffar, A., e Sheng, L.H.: *Monitoring the collision of a cargo ship with the Vincent Thomas Bridge*. Structural Control and Health Monitoring, 15(2):183–206, 2008.
- [41] Zhi-Qiang, Hu, Gu Yong-Ning, Gao Zhen e Li Ya-Ning: *Fast evaluation of ship-bridge collision force based on nonlinear numerical simulation*. Journal of Marine Science and Application, 4(1):8–14, 2005.