

PROJECTO DE REFORMULAÇÃO DO QUEBRAMAR NORTE DO PORTO DE LEIXÕES

TIAGO RAFAEL DE ALMEIDA FERREIRA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS
E AMBIENTE**

Orientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

Co-Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado
Veloso Gomes

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A todos Vós

A parte que ignoramos é muito maior que tudo quanto sabemos

Platão

AGRADECIMENTOS

Apesar de este trabalho resultar de um processo solitário de pesquisa, trabalho e dedicação, não poderia deixar de agradecer a um conjunto de pessoas que directa ou indirectamente tiveram interferência na sua realização.

Gostaria assim de agradecer ao meu orientador, Prof. Francisco Taveira Pinto, pela disponibilidade e generosidade na partilha de conhecimentos, e pelo seu contributo na definição de estratégias para o bom desenvolvimento deste trabalho. Na qualidade de orientador, soube moralizar-me para este projecto. A ele, um imenso obrigado.

Agradeço também ao Engenheiros Paulo Santos pelas suas opiniões no desenvolvimento do projecto.

Aos meus pais e irmão, que depositaram em mim a sua total confiança. Agradeço-lhes ainda por terem dado o melhor de si, para que eu alcançasse os meus objectivos.

A todos os meus amigos, os exteriores à Faculdade, os que fiz e que mantenho na Faculdade e todos aqueles que fiz também na época ERASMUS em Florença, obrigado pelo apoio que muitas vezes me deram para continuar e por toda a cooperação, preocupação, curiosidade e interesse demonstrado.

Agradeço também aos Professores Aminti, Capietti e Becchi, Professores da Facoltà di *Ingegnaria della Università di Firenze*, pois disponibilizaram-se a judar-me quando eu precisei.

Gostaria também de agradecer à *Google* e aos seus profissionais, pelo fantástico motor de busca, ao programa *Google Earth*, e ao *Autocad* que às vezes me deixou pendurado, e claro à *Microsoft*.

Por fim, um obrigado a todos aqueles que embora não tenham sido atrás mencionados, contribuíram para que este trabalho fosse realizado.

Um muito Obrigado a Todos...

.

RESUMO

Este trabalho tem como objectivo elaborar um estudo prévio de uma possível reformulação da estrutura do quebramar norte do porto de Leixões.

Dando continuidade a estudos efectuados pelo *Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, este estudo corresponde a mais uma alternativa às hipóteses já apresentadas e que serão também descritas neste relatório.

É efectuado um pré-dimensionamento da estrutura a implementar, com base nas acções permanentes e variáveis, para um período de retorno de 50 anos. É também efectuada uma verificação da segurança desta estrutura e da futura super-estrutura que esta irá possuir como obstáculo aos galgamentos.

É também realizado um enquadramento histórico do porto em causa, as suas características actuais e importância para o desenvolvimento regional, o seu crescimento, obras efectuadas de ampliação, e também uma breve referência a outros portos.

A nova solução corresponde a um quebramar vertical, de modo a funcionar como um cais contínuo de acostagem. Para que as dimensões geométricas do quebramar a instalar não sejam exageradas, facilitando a construção dos caixotões a instalar, será mantido o antigo quebramar submerso, de forma a provocar pré-rebentação das ondas e consequentemente a dissipação da energia destas. Será também efectuada a construção da nova cabeça no extremo do quebramar. Serão instalados 28 caixotões para a construção do quebramar vertical.

Para que seja efectuada uma comparação mais exacta com os projectos anteriormente efectuados, e de forma a ser possível decidir se este estudo prévio tem viabilidade ou não, será apresentada uma estimativa de custos.

Com o objectivo de não reduzir a operacionalidade do posto A por longos períodos de tempo, o estudo possui um planeamento rigoroso em tarefas de execução mas não detalhado sobre as tarefas e tempos de execução a efectuar, apenas apresentando as tarefas-chave da execução da obra. Como vantagem elimina quase por completo a possibilidade de paragem do posto A, por períodos longos de tempo, por motivos de segurança.

É assim apresentado um planeamento de 2 anos para a execução da obra, o que revelou um custo estimado de cerca de 33 milhões de euros.

Face aos resultados obtidos, será sempre necessário complementar este projecto com recurso a modelos reduzidos, de maneira a validar a solução e sua possível execução.

PALAVRAS-CHAVE: Quebramar, Desenvolvimento Portuário, Obras Marítimas, Segurança Marítima, Projecto Estrutural.

ABSTRACT

This work has the objective to elaborate a project of one possible reformulation of the structure of the north breakwater of port of Leixões.

This is a continuation of the studies first conducted by the Institute of Hydraulic and Water Resources of the Faculty of Engineering of the University of Porto and constitutes another alternative to the already presented solutions, also described in this report.

Structural design is made on the basis of permanent and variable actions, for a return period of 50 years. It is also conducted a security verification for both the structure and future super-structure that will be present as an obstacle to wave overtopping. A historical background of the port of Leixões, its current features and importance to regional development, growth, previous constructions, and also a brief reference to other ports are presented.

The new solution is a vertical breakwater, to act as a continuous docking pier. In this hypothesis the old submerged breakwater will remain present causing early wave breaking therefore dissipating energy. This will also guarantee that the new breakwater's dimensions are not exaggerated. A new head at the end of the breakwater will also be built.

In order to more accurately compare the presented solution with previous projects and attempting to decide if this project is viable or not, cost estimation for the proposed solution is presented.

In order to avoid the reduction of operations capability of the post A for long periods of time, the project has a rigorous planning although not detailing every single tasks and timing, stating only the key tasks of the construction. The advantage of the presented plan is that it almost completely avoids shutting down the post for long periods of time due to security concerns.

A planning application is then presented for the 2 years of construction, showing an estimated cost of around 33 million euro.

Given the results, an analysis using reduced models will always be necessary to complement this project, in order to validate the solution and possible implementation.

KEYWORDS: Breakwater, Port Development, Off-shore Works, Maritime Safety, Structural Design.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO

1

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO E METAS A ALCANÇAR	1
---	---

1.2. ESTRUTURA DO RELATÓRIO	4
-----------------------------------	---

2. CARACTERIZAÇÃO GERAL DOS QUEBRAMARES DE TALUDES. O CASO DO QUEBRAMAR NORTE DO PORTO DE LEIXÕES

5

2.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL	5
---------------------------------	---

2.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	6
---------------------------------------	---

2.3. LIMITAÇÕES CONSTRUTIVAS	7
------------------------------------	---

2.4. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DO PORTO DE LEIXÕES	7
--	---

2.4.1. PORTO DE LEIXÕES, O QUE ELE É AGORA	7
--	---

2.4.2. PORTO DE LEIXÕES, DO INÍCIO DA CONSTRUÇÃO	8
--	---

2.4.3. PORTO DE LEIXÕES, A EVOLUÇÃO A PORTO COMERCIAL	10
---	----

2.5. O NASCER DO QUEBRAMAR PARA PROTECÇÃO DO POSTO PETROLEIRO	11
---	----

3. ANÁLISE DA OPERACIONALIDADE DO TERMINAL PETROLEIRO (POSTO A)

13

3.1. ÂMBITO, DESCRIÇÃO E ENQUADRAMENTO GERAL DA OBRA	13
--	----

3.2. ANÁLISE DOS REGISTOS DE ACTIVIDADE NO POSTO A	14
--	----

3.3. ANÁLISE DAS INTERVENÇÕES NO QUEBRAMAR NORTE	16
--	----

3.4. ENSAIOS DOS MODELOS DAS ALTERNATIVAS DO QUEBRAMAR NORTE	17
--	----

3.4.1. ANÁLISE DO MODELO REAL DO QUEBRAMAR NORTE DO PORTO DE LEIXÕES	17
--	----

3.4.2. ANÁLISE DOS MODELOS E ENSAIOS REALIZADOS DAS ALTERNATIVAS	18
--	----

3.4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS	23
---	----

4. NOVA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO

25

4.1. INTRODUÇÃO	25
------------------------------	----

4.2. CAIS DE ACOSTAGEM PARA NAVIOS PETROLEIROS EM OUTROS PORTOS MARÍTIMOS	26
--	----

4.2.1. PORTO DE BARCELONA, ESPANHA	27
--	----

4.2.2. PORTO DE GÉNOVA, ITÁLIA	29
--------------------------------------	----

4.2.3. PORTO DE ROTERDÃO, HOLANDA	31
---	----

4.2.4. PORTO DE SINES, PORTUGAL	34
---------------------------------------	----

4.2.5. PORTO DE RIO GRANDE, BRASIL	37
--	----

4.2.6. PORTO DE FUJAIRAH, EAU	39
-------------------------------------	----

4.2.7. PORTO DE SINGAPURA	40
---------------------------------	----

4.2.8. PORTO DE SHANGHAI, CHINA	41
---------------------------------------	----

4.2.9. PORTO DE MÁLAGA, ESPANHA	42
---------------------------------------	----

4.2.7. CONCLUSÕES	43
-------------------------	----

4.3. ALTERNATIVA PROPOSTA. PROJECTO	44
--	----

4.3.1. TIPO DE SOLUÇÃO ADOPTADA	44
---------------------------------------	----

4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO E DIMENSIONAMENTO DO QUEBRAMAR	46
--	----

4.4.1. ACÇÃO DO MAR	47
---------------------------	----

4.4.2. SOLUÇÃO ESTRUTURAL	47
---------------------------------	----

4.4.3. SERVIÇOS DE APOIO AOS NAVIOS PETROLÍFEROS	49
--	----

4.4.4. AVALIAÇÃO DA ENERGIA DE ACOSTAGEM DO NAVIO PETROLÍFERO DE PROJECTO	49
---	----

4.4.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CAIXOTÕES DO QUEBRAMAR VERTICAL	55
--	----

4.4.5.1. Acções Permanentes	55
-----------------------------------	----

4.4.5.2. Acções Variáveis	61
---------------------------------	----

4.5. AVALIAÇÃO DAS ACÇÕES	63
--	----

4.5.1. FACTOR DE SEGURANÇA AO ESCORREGAMENTO	63
--	----

4.5.2. FACTOR DE SEGURANÇA AO DERRUBE	64
---	----

4.5.3. TENSÃO NA BASE	65
-----------------------------	----

4.6. OPERAÇÃO DE REBAIXAMENTO DE FUNDOS	66
--	----

4.7. DIMENSIONAMENTO DA CABEÇA DO QUEBRAMAR	68
--	----

4.7.1.CÁLCULO DAS DIMENSÕES DOS BLOCOS A UTILIZAR.....	69
4.7.2.COTA, LARGURA DO COROAMENTO E INCLINAÇÃO DO TALUDE	72
4.8.CONSTRUÇÃO E COLOCAÇÃO DOS CAIXOTÕES	72
4.8.1. IDENTIFICAÇÃO DOS CAIXOTÕES A CONSTRUIR	72
4.8.2. PROCEDIMENTO PARA O FABRICO, TRANSPORTE E COLOCAÇÃO DE CAIXOTÕES	74
4.9.VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA E SUPER-ESTRUTURA	75
4.9.1.VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA ESTRUTURA A INSTALAR	75
4.9.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA SUPER-ESTRUTURA A INSTALAR.....	77
 5. PLANEAMENTO, MATERIAL E ESTIMATIVA DE CUSTOS	 79
5.1.PLANO DE TRABALHOS.....	79
5.1.1.DESCRICÃO DE TAREFAS	79
5.1.2.DURAÇÃO DAS TAREFAS	82
5.1.3.ENCADEAMENTO DAS TAREFAS	84
5.1.4.ARRANJO FÍSICO DO ESTALEIRO.....	85
5.2.EQUIPAMENTOS A MOBILIZAR	85
5.3.ESTIMATIVA DE CUSTOS	89
5.4.COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	92
 6. CONCLUSÃO	 95
6.1. CONCLUSÕES DO ENQUADRAMENTO DO PROJECTO	95
6.2. CRÍTICA À SOLUÇÃO APRESENTADA	96
6.2.1.CRÍTICA CONSTRUTIVA	96
6.2.2.CRÍTICA AMBIENTAL.....	97
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	98
 BIBLIOGRAFIA	 99
 ANEXO A - QUADROS.....	 101
ANEXO A - FIGURAS.....	121

ÍNDICE FIGURAS

Fig.1.1: Localização geral da obra de Intervenção	2
Fig.1.2: Identificação das zonas de intervenção	2
Fig. 1.3: Construção do quebramar submerso de protecção à cabeça do quebramar Norte devido às tempestades ocorridas (Fotos de Engº Brogueira Dias).	3
Fig.2.1: Rebentação de ondas	6
Fig.2.2: Construção do Porto de Leixões (1884-1892) - Rochedos de Leixões e extremidades dos dois molhes – [6]	8
Fig.2.3: Construção do Porto de Leixões (1884-1892) - Molhe do Norte visto dos rochedos de Leixões – [6]	9
Fig.2.4: Construção do Porto de Leixões (1884-1892) – Grua utilizada para erguer e transportar sobre carris os blocos artificiais de 50 toneladas, junto ao Senhor do Padrão – [6]	9
Fig.2.5: Porto de Leixões. Projecto do melhoramento, Lisboa 1908, dos Eng ^{os} Adolpho Loureiro e Santos Viegas – [7].	10
Fig.2.6: Evolução esquemática do complexo portuário de Leixões.	11
Fig.3.1: Número de dias acumulado de inoperacionalidade por mês (Fonte: IHRH com base em dados da Galp Energia) – [8].	14
Fig.3.2: Número médio de dias de inoperacionalidade por mês (Fonte: IHRH com base em dados da Galp Energia) – [8].	14
Fig.3.3: Dias acumulados de inoperacionalidade por ano (Fonte: IHRH com base em dados da Galp Energia) – [8].	15
Fig.3.4: Número de tetrápodes colocados durante e após a construção do Quebramar – [8], ...	16
Fig.3.5: Esquema da deteriorização do quebramar.	17
Fig.3.6: Secção transversal que serviu de base à construção do modelo do quebramar – [9].	18
Fig.3.7: Hipótese 2 testada – [9].	19
Fig.3.8: Hipótese 3 testada – [9].	20
Fig.3.9: Hipótese 4 testada – [9].	20
Fig.3.10: Hipótese 5 testada – [9].	20
Fig.3.11: Hipótese 6 testada – [9].	21
Fig.3.12: Hipótese 7 testada – [9].	21
Fig.3.13: Hipótese 8 testada – [9].	21
Fig.3.14: Hipótese 9 testada – [9].	22
Fig.3.15: Hipótese 10 testada – [9].	22

Fig.3.16: Hipótese 11 testada – [9].....	22
Fig.3.17: Figura ilustrativa para o cálculo caudal de galgamento – [10].	24
Fig.4.1: Porto de Barcelona. Panorâmica do Porto de Barcelona.	27
Fig.4.2: Porto de Barcelona. Terminal de navios Petroleiros – [11].	28
Fig.4.3: Porto de Barcelona. Exemplo de cais de Petroleiros.	28
Fig.4.4: Porto de Barcelona. Passagem de quebramar de taludes para quebramar vertical. Cais contínuo.	29
Fig.4.5: Porto de Génova. Panorâmica do Porto de Génova.....	30
Fig.4.6: Porto de Génova. Cais de navios petroleiros do porto de Génova (1).	30
Fig.4.7: Porto de Génova. Cais de navios petroleiros do porto de Génova (2) – [14].	31
Fig.4.8: Porto de Roterdão. Panorâmica do Porto de Roterdão	32
Fig.4.9: Porto de Roterdão, Plataforma para navios petroleiros.	33
Fig.4.10: Porto de Roterdão, Plataforma dupla.	33
Fig.4.11: Porto de Sines. Panorâmica do Porto de Sines.	35
Fig.4.12: Porto de Sines. Quebramar e Caixotão de acostagem.....	35
Fig.4.13: Porto de Sines. Cais de acostagem – [17].	36
Fig.4.14: Porto de Leixões. Quebramar e caixotão.	36
Fig.4.15: Porto de Rio Grande. Panorâmica do Porto de Rio Grande.	37
Fig.4.16: Porto de Rio Grande. Suas instalações e cais de acostagem (1).....	38
Fig.4.17: Porto de Rio Grande. Suas instalações e cais de acostagem (2).....	38
Fig.4.18: Porto de Fujairah. Panorâmica do porto de Fujairah.	39
Fig.4.19: Porto de Fujairah. Ilustração do cais contínuo do porto de Fujairah.	40
Fig.4.20: Porto de Fujairah. Ilustração do cais isolado de Fujairah.	40
Fig.4.21: Porto de Singapura. Cais de navios petroleiros com caixotões.	41
Fig.4.22: Porto de Singapura. Cais de navios petroleiros contínua isolada.	41
Fig.4.23: Porto de Shanghai. Cais de navios petroleiros.	42
Fig.4.24: Porto de Málaga. Panorâmica do Porto de Málaga.	42
Fig.4.25: Porto de Málaga, Quebramar vertical	43
Fig. 4.26: Esquema representativo dos resultados dos ensaios em laboratório para as distâncias do quebramar submerso de protecção à cabeça do quebramar do porto de Leixões – [2].	46
Fig.4.27: Caixotões utilizados na construção da Foz do Douro.	48
Fig.4.28: Defesa elásticas Fentek SCN 1400 – [21]	50
Fig.4.29: Defesa de duplo impacto – [21].....	50

Fig.4.30: Velocidades de acostagem – [21]	52
Fig.4.31: Rotação e acostagem de um navio – [21].....	53
Fig.4.32: Método de Vasco Costa – [21]	54
Fig.4.33: Figura ilustrativa do método de Goda – [10]	56
Fig.4.34: Figura ilustrativa do limite de caudal de galgamento para a estrutura – [10]	58
Fig.4.35: Esquema representativo para cálculo do caudal de galgamento – [10].	59
Fig.4.36: Forças resultantes da acção do vento sobre o navio petrolífero, para várias direcções do vento relativamente ao eixo longitudinal do navio e para uma velocidade de vento de 120Km/h.....	63
Fig.4.37: Figura ilustrativa do método de Goda no cálculo de tensões de fundação	66
Fig.4.38: Cabeça actual da cabeça do quebramar norte do porto de Leixões.	68
Fig.4.39: Identificação da zona crítica numa cabeça de um quebramar – [10]	69
Fig.4.40: Difraccção das ondas na cabeça do quebramar Norte do porto de Leixões.....	70
Fig.4.41: Blocos Cúbicos <i>Antifer</i> – [4]	71
Fig.4.42: Fases de execução dos caixotões celulares em betão armado – [24].	75
Fig.4.43: Figura auxiliar no cálculo das forças para verificação da segurança da super-estrutura – [10]	77
Fig.5.1: Grua de carris presente no molhe sul do porto de Leixões – [25]	81
Fig.5.2: Exemplo de colocação de blocos cúbicos <i>Antifer</i> – [25].....	82
Fig.5.3: Encadeamento das tarefas.	85
Fig.5.4: Plataforma para construção dos caixotões – [27].....	86
Fig.5.5: Plataforma <i>Moby Dick</i> – [27]	87
Fig.5.6: <i>Dumper</i> Articulado <i>Komatsu HM400-2</i> : 24 040kg - 69 040kg – [28]	87
Fig.5.7: Escavadora Hidráulica <i>Liebherr</i> 984 – [20]	88
Fig.5.8: Rebocador – [24].....	88
Fig.5.9: Posto B e C	90

ÍNDICE QUADROS

Quadro 2.1: Características de escolha do tipo de quebramar a implementar – [4]	6
Quadro 3.1: Classificação dos resultados obtidos com os ensaios realizados para um nível de maré de +4.0 m (ZHL) – [9]	23
Quadro 4.1: Resumo dos portos estudados.	43
Quadro 4.2: Características do Navio de Projecto - [22]	51
Quadro 4.3: Categorias de abordagem do navio - [21].....	51
Quadro 4.4: Cálculo do valor de C_e	53
Quadro 4.5: Cálculo do valor de C_m	53
Quadro 4.6: Avaliação da Energia do Navio	55
Quadro 4.7: Elementos base para o dimensionamento do quebramar vertical.....	56
Quadro 4.8: Valor de γ_s para o cálculo do caudal de galgamento, fórmula de Franco e Franco - [10].	59
Quadro 4.9:Dados e resultados do cálculo do caudal de galgamento	59
Quadro 4.10: Valores de cálculo utilizados nas fórmulas de dimensionamento	60
Quadro 4.11: Valores de cálculo utilizados nas fórmulas de dimensionamento	60
Quadro 4.12: Pressões de referência obtidas.....	60
Quadro 4.13: Forças exercidas pela pressão das ondas	60
Quadro 4.14: Momentos exercidos pelas forças resultantes	61
Quadro 4.15: Características do navio petroleiro do projecto.....	62
Quadro 4.16: Forças actuantes e determinação do FS mínimo da combinação de acções	64
Quadro 4.17: Momentos actuantes e determinação do FS mínimo da combinação de acções.	65
Quadro 4.18: Volume de enrocamento a retirar para operação de rebaixamento de fundos até 670 metros comprimento do quebramar.....	67
Quadro 4.19: Volume de enrocamento necessário para construir a nova cabeça do quebramar.	67
Quadro 4.20: Características Hidráulicas dos blocos cúbicos Antifer, Coeficiente KD da Fórmula de HUDSON (LNEC) – [4].	71
Quadro 4.21: Dimensões dos blocos cúbicos <i>Antifer</i> – [4].	72
Quadro 4.22: Descrição dos caixotões a utilizar.....	73
Quadro 4.23: Características e dimensões da Estrutura	76
Quadro 4.24: Pesos finais da estrutura, e percentagens de Betão e Areia utilizados.....	76
Quadro 4.25: Características da Super-Estrutura.....	76

Quadro 4.26: Valores das Forças e Momentos Finais e dos respectivos factores de segurança	76
Quadro 4.27: Dados para obtenção das forças e respectivos factores de segurança (FS).	78
Quadro 4.28: Forças e respectivos factores de segurança FS	78
Quadro 4.29: Factores de segurança ao derrube com colocação das ancoragens.	78
 Quadro 5.1. Trabalhos.	84
Quadro 5.2: Características da plataforma – [27].	86
Quadro 5.3: Características da plataforma <i>Moby Dick</i> – [27].	86
Quadro 5.4: Características Camião <i>Dumper</i> – [28].	87
Quadro 5.5: Preços Unitários para os trabalhos mais significativos	89
Quadro 5.6: Descrição material e de custos na desmantelação e vazadouro do quebramar actual.....	91
Quadro 5.7: Tabela Final dos custos de obra	92
Quadro 5.8: Custos das propostas do IHRH – [8].	93
Quadro 5.9: Comparação dos custos com resultados dos ensaios.	93
 Quadro A.3.1: Distribuição dos registos por classes de períodos e alturas de onda (2001-2004) – [8].	103
Quadro A.3.2: Distribuição dos registos por classes de períodos e alturas de onda (2001-2004), com base nos dados do Instituto Hidrográfico – [8].	105
Quadro A.4.1: Tabela de defensas – [21].	107
Quadro A.4.2: Combinações e factores de segurança para B igual a 15 metros	109
Quadro A.4.3: Combinações e factores de segurança para B igual a 22 metros	111
Quadro A.5.1: Plano geral de trabalhos.	113
Quadro A.5.2: Custo de demolição da Super Estrutura	115
Quadro A.5.3: Custo construção e enchimento dos caixotões	117
Quadro A.5.4: Custo operação de dragagem	119
 Figura A.3.1	121
Figura A.3.2	123
Figura A.4.1	125
Figura A.4.2	127
Figura A.4.3	129
Figura A.4.4	131

Figura A.4.4	133
Figura A.4.6	135
Figura A.4.7	137
Figura A.4.8	139
Figura A.4.9	141
Figura A.4.10	143
Figura A.5.1	145
Figura A.5.2	147

SÍMBOLOS

α (*Alfa*) - ÂNGULO DE SUPERFÍCIE DE UM PLANO INCLINADO QUE FAZ COM A HORIZONTAL – [graus]

β (*Beta*)- ÂNGULO DE INCIDÊNCIA DAS ONDAS (ÂNGULO ENTRE A CRISTA DAS ONDAS E A ESTRUTURA FRONTAL) - [graus]

θ (*Teta*) - ÂNGULO FORMADO ENTRE O EIXO LONGITUDINAL DO NAVIO E DIRECÇÃO DO VENTO - [graus]

π (*Pi*) - VALOR IGUAL A 3.1415

ρ_a - PESO ESPECIFICO DO AR – [0.123KN/m³]

ρ_c - PESO VOLÚMICO DO BETÃO ARMADO – [25KN/m³]

$\rho_{c'}$ - PESO VOLÚMICO DA AREIA E DO MATERIAL DE ENCHIMENTO DOS CAIXOTÕES – [18KN/m³]

ρ_w - PESO VOLÚMICO DA ÁGUA – [10.25KN/m³]

ϕ (*Phi*) - ÂNGULO FORMADO ENTRE O EIXO LONGITUDINAL DE UM NAVIO E DIRECÇÃO DA RESULTANTE DA ACÇÃO DO VENTO - [graus]

ϕ' - ÂNGULO DE ATRITO ENTRE A BASE DO CAIXOTÃO E A SUPERFÍCIE DE ASSENTAMENTO - [graus]

A

A_c - ALTURA DA CRISTA DA BERMA – [m]

A_L - ÁREA DA PROJECCÃO LONGITUDINAL DO NAVIO EXPOSTA À ACÇÃO DO VENTO – [m²]

A_T - ÁREA DE PROJECCÃO TRANSVERSAL DO NAVIO EXPOSTA À ACÇÃO DO VENTO – [m²]

B

B - LARGURA DE BERMA EM FRENTE A PAREDE – [m]

B_c - LARGURA DA BERMA – [m]

B_m - LARGURA DA BERMA ONDE APOIA O QUEBRAMAR – [m]

C

C_a - FACTOR DE MAJORAÇÃO

C_c - FACTOR DE CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA DE ACOSTAGEM

C_e - FACTOR DE EXCENRICIDADE

C_m - FACTOR DE MASSA VIRTUAL

C_s - FACTOR DE RIGIDEZ RELATIVO AO CASCO DO NAVIO

C_v - FACTOR DE FORMA CONSIDERADO PARA CÁLCULO DA FORÇA RESULTANTE DA ACÇÃO DO VENTO SOBRE UM NAVIO – [1.3]

D

d - PROFUNDIDADE DE ÁGUA DE PROJECTO EM PMAV PARA A TEORIA DE ONDA SOLITÁRIA – [m]

d - ALTURA SUBMERSA DA PAREDE A PARTIR DA COTA DE ENROCAMENTO DO PÉ ATÉ À LINHA DE ÁGUA – [m]

d_1 - DISTÂNCIA DO PONTO DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS RESISTENTES AO PONTO DE ROTAÇÃO DO CAIXOTÃO - [m]

d_2 - DISTÂNCIA DO PONTO DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS ACTUANTES AO PONTO DE ROTAÇÃO DO CAIXOTÃO - [m]

E

E_d - ENERGIA DE ACOSTAGEM DO NAVIO - [kJ]

F

F_{LV} - COMPONENTE DA FORÇA DO VENTO SOBRE O NAVIO COM O SENTIDO LONGITUDINAL - [kN]

$F_{h,0.1\%}$ - FORÇA DE ONDA HORIZONTAL POR METRO LINEAR CORRESPONDENTE A 0.1% DE PROBABILIDADE DE EXCEDENTE - [kN]

F_G - PESO REDUZIDO DA ESTRUTURA VERTICAL DEVIDO À FLUTUABILIDADE - [kN]

F_H - FORÇA HORIZONTAL INDUZIDA PELA ONDA EM VIGOR - [kN]

F_{TV} - COMPONENTE DA FORÇA DO VENTO SOBRE O NAVIO COM O SENTIDO TRANSVERSAL - [kN]

F_U - FORÇA DE ELEVAÇÃO INDUZIDA PELA ONDA EM VIGOR - [kN]

F_V - FORÇA TOTAL VERTICAL A ACTUAR NA PAREDE - [kN]

f_c - ALTURA ENTRE O COROAMENTO DA SUPER-ESTRUTURA E A ALTURA DA BERMA - [m]

G

g - ACELERAÇÃO DE GRAVIDADE - [9.81 m²/s]

H

h_c - ALTURA MÁXIMA DA SUPER-ESTRUTURA RELATIVAMENTE AO NÍVEL DE PRAIA MAR DE ÁGUAS VIVAS - [m]

h_b - PROFUNDIDADE DA ÁGUA, A UMA DISTÂNCIA DE $5 \cdot H_S$ DA PAREDE DA ESTRUTURA - [m]

H_{DES} - ALTURA DE ONDA DE PROJECTO - [m]

H_{MAX} - ALTURA DE ONDA DE PROJECTO - [m]

h_s - PROFUNDIDADE DA ÁGUA - [m]

h' - ALTURA SUBMERSA DA PAREDE A PARTIR DO DEDO DO PÉ ATÉ À LINHA DE ÁGUA - [m]

h_w - ALTURA SUBMERSA DA PAREDE A PARTIR DA BASE DA ESTRUTURA PARA O NÍVEL DA ÁGUA CONTINUA - [m]

K

K_D - COEFICIENTE DE ESTABILIDADE DE UM BLOCO

L

L - COMPRIMENTO DE ONDA DE PROJECTO - [m]

M

m - METROS

M - MASSA DO NAVIO DE PROJECTO - [ton]

M_G - MOMENTO ESTABILIZADOR EM TORNO DO CALCANHAR DEVIDO AO PESO DA ESTRUTURA – [kN.m]

M_H - MOMENTO DESTABILIZADOR INDUZIDO POR FORÇA HORIZONTAL DA ONDA - [kN.m]

M_U - MOMENTO DESTABILIZADOR INDUZIDA PELA ELEVAÇÃO DA ONDA EM VIGOR - [kN.m]

$M_{0.1\%}$ - MOMENTO DE DERRUBE DA FORÇA DA ONDA HORIZONTAL POR METRO LINEAR CORRESPONDENTE A 0.1% DE PROBABILIDADE DE EXCEDENTE - [kN.m]

P

$p_{b,0.1\%}$ - PRESSÃO VERTICAL ASCENDENTE POR METRO LINEAR CORRESPONDENTE A 0.1% DE PROBABILIDADE DE EXCEDENTE - [kN]

Q

q – VALOR DO CAUDAL DE GALGAMENTO – [m³/s]

R

R_c - ALTURA DO COROAMENTO DA SE – [m]

$R_{u,0.1\%}$ - MÁXIMA SUBIDA DE RIO OU A ÁGUA DA SUPERFÍCIE MEDIDA VERTICALMENTE A PARTIR DA ELEVAÇÃO DA ÁGUA - [m]

T

tf – TONELADAS FORÇA

T_{OM} - PERÍODO DE ONDA – [segundos]

U

U_M - MÁXIMA VELOCIDADE ORBITAL DA ONDA - [m/s]

U_{FG} - VARIÁVEL ESTATÍSTICA SIGNIFICATIVA DO PRECONCEITO DA INCERTEZA RELACIONADA COM A FORÇA DO PESO DO BLOCO

U_{FH} - VARIÁVEL ESTATÍSTICA SIGNIFICATIVA DO PRECONCEITO DA INCERTEZA RELACIONADA COM A FORÇA HORIZONTAL

U_{MH} - VARIÁVEL ESTATÍSTICA SIGNIFICATIVA DO PRECONCEITO DA INCERTEZA RELACIONADA COM O MOMENTO HORIZONTAL

U_{MU} - VARIÁVEL ESTATÍSTICA SIGNIFICATIVA DO PRECONCEITO DA INCERTEZA RELACIONADA COM O MOMENTO QUE O BLOCO EXERCE

V

V - VELOCIDADE DE APROXIMAÇÃO DO NAVIO - [m/s]

V_v - VELOCIDADE HORIZONTAL MÉDIA DO VENTO PARA O INTERVALO DE TEMPO MAIS CURTO CAPAZ DE VENCER A INÉRCIA DO NAVIO - [m/s]

ABREVIATURAS

IHRH – INSTITUTO DE HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

FEUP - FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

LNEC - LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

APDL - ADMINISTRAÇÃO DOS PORTOS DO DOURO E LEIXÕES

ZHL – ZERO HIDROLÓGICO LOCALIZADO

PMAV – PRAIA MAR DE ÁGUAS VIVAS

BMAV - BAIXA MAR DE ÁGUAS VIVAS

1

INTRODUÇÃO

“ (...) Porque estando (...) metidos ao mar huns escabrosos penhascos, a que chama Leixoens o vulgo; por mais que as tempestades embravecidas ostentem nelles com encapellada inchação e horrorosos deliquios, nunca nelles se vio haver naufragio, antes sim seguro asylo a toda a embarcação, que de proposito encaminha o rumo a este surgidouro admiravel, para salvar-se de todo, o que de outra sorte seria infallivel estrago, e notorio perigo, conseguindo deste modo bonança na mais furiosa tormenta.”

António Cerqueira Pinto, História da Prodigiosa Image..., 1737 – [1]

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO E OBJECTIVOS

Quando se inicia um processo de construção, deve-se ter em mente um objectivo primordial: garantir um óptimo funcionamento da obra a efectuar, de forma a satisfazer o utilizador final e tendo também em vista uma exigência de qualidade construtiva. Para que este objectivo se realize é necessário que todos os intervenientes do processo construtivo, desde o seu início até à conclusão, canalizem esforços para que tal suceda, sem deixar de ter em conta uma parte fundamental, a interligação entre todos estes intervenientes nas suas diversas fases do projecto. Só uma óptima interligação permite garantir qualidade do produto final e consequentemente uma diminuição de problemas futuros de manutenção e utilização.

Assim, quando se procede à realização do projecto de uma obra, deve-se garantir que a solução encontrada é a mais adequada sob um ponto de vista estrutural e funcional, seja exequível, que tenha uma relação custo/benefício favorável, uma boa integridade paisagista e ambiental, entre outros factores.

É nesta fase que se define a qualidade do projecto, onde o projectista tem em mãos a responsabilidade de, mediante diversas alternativas, encontrar uma solução final, onde possibilite uma maior resistência da estrutura com o mínimo de custos, respeitando o maior número de condicionalismos impostos pela geometria e que garanta a longo prazo um melhor comportamento de todos os elementos construtivos sem apresentar patologias. São todos estes factores que decidem, a curto e longo prazo, se a escolha feita foi positiva, escolha esta que é então vital, não só para os custos envolvidos como também para a própria funcionalidade da obra.

A preparação do presente relatório de Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, intitulado **“Projecto de Reformulação do Quebramar Norte do Porto de Leixões”**, procura analisar e descrever

o funcionamento hidráulico e hidráulico/estrutural do Quebramar Norte do Porto de Leixões, com base em estudos anteriormente realizados pelo *Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos (IHRH)* da *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP)*, para que desta forma seja possível elaborar o projecto de uma nova proposta de intervenção alternativa.

Neste projecto procura-se sintetizar a informação mais relevante quanto à caracterização geral do objectivo principal: redimensionamento de uma nova estrutura de defesa portuária e de acostagem no Porto de Leixões, abordando a caracterização dos serviços, os principais intervenientes, recursos financeiros, recursos humanos e tecnológicos, e recursos infra-estruturais.

A obra corresponde a um redimensionamento de toda a estrutura do Quebramar Norte do Porto de Leixões, incluindo a zona do Terminal de Petroleiros (*Zona 1*), que vai do enraizamento do quebramar (*Zona 3*) até à Cabeça do Quebramar (*Zona 2*). Fig. 1.1 e Fig. 1.2.



Fig. 1.1: Localização geral da obra de Intervenção.



Fig. 1.2: Identificação das zonas principais de intervenção.

Este quebramar já foi alvo de algumas intervenções e estudos anteriores, que serão descritos ao longo do relatório. Um melhor enquadramento da localização e descrição dos estudos efectuados é apresentado no capítulo 3, onde é também efectuada uma breve história deste porto.

A obra mais importante do terminal consistiu na elevação do antigo quebramar submerso, para protecção do posto principal, onde acostariam os maiores petroleiros. Dada a sua importância decisiva, aquela obra foi objecto de prolongamentos e pormenorizados ensaios em modelo reduzido no *Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)* – [2].

O trecho extremo do quebramar foi o que se revelou mais vulnerável e aquele onde os estragos produzidos pelas ondas foram mais graves. Em extensões maiores ou menores, o extremo do quebramar norte ficou por três vezes (1973, 1974 e 1979) em estado de quase ruína, com os estragos incidindo, em particular, no talude de tetrápodes e na super-estrutura de betão – [2].

A solução encontrada, e que veio a ser concretizada, consistiu na criação de um maciço submerso frente ao trecho extremo do quebramar, com a finalidade de provocar a pré-rebentação das ondas, e assim reduzir a intensidade da sua acção – [2], Fig. 1.3.

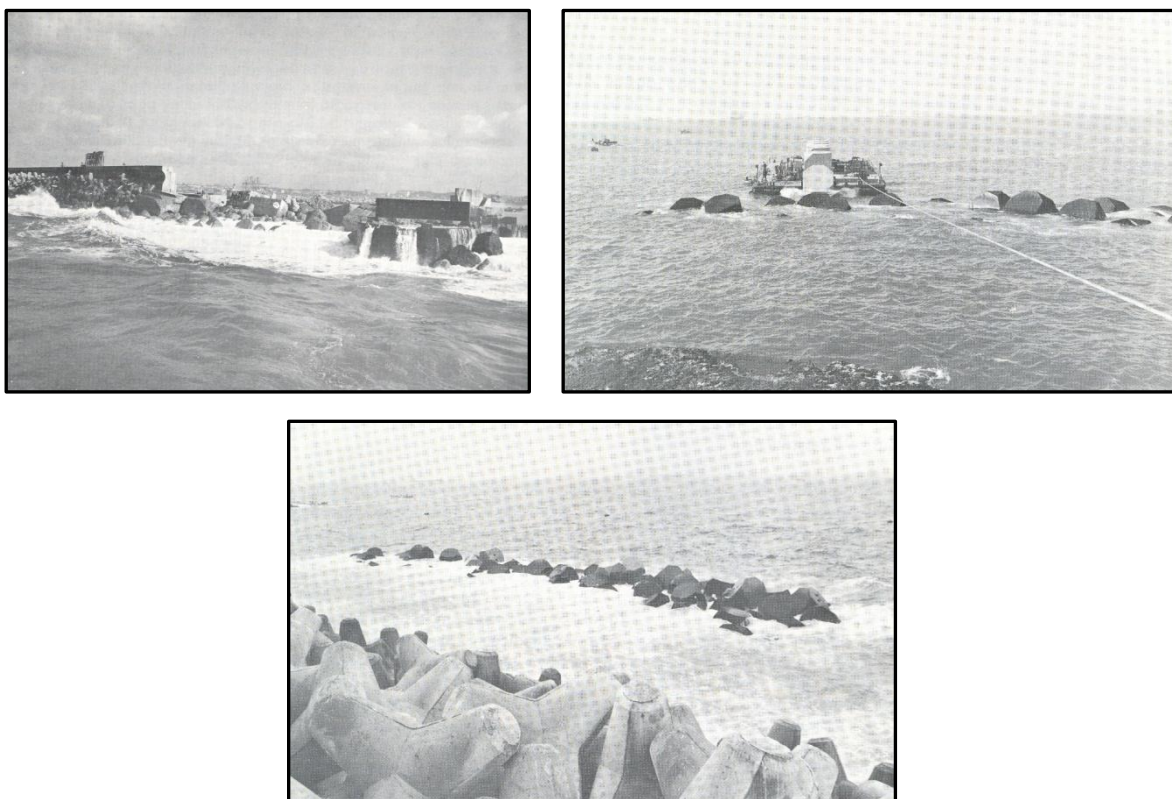


Fig. 1.3: Construção do quebramar submerso de protecção à cabeça do quebramar Norte devido às tempestades ocorridas (Fotos de Engº Brogueira Dias).
Esquerda Cima: Estragos das Tempestades; Direita Cima: Colocação dos Blocos com Plataforma Flutuante;
Baixo: Vista Final do Quebramar Submerso.

A experiência ganha por esta execução, considerada inovadora, constitui a ideia para o novo projecto e será o tema principal a desenvolver na elaboração do relatório.

Pretende-se assim projectar um quebramar vertical a implantar em toda a extensão do quebramar actual, mas distanciado do antigo quebramar. Este irá ser desmantelado posteriormente, de forma a só

restar o antigo quebramar submerso, e desta forma, tal como o construído no trecho extremo do quebramar, provocar a rebentação das ondas.

Antes, porém, será feita uma descrição sumária dos projectos efectuados para a manutenção do quebramar, bem como uma análise crítica das respectivas soluções.

É importante salientar que todo este projecto corresponde a uma suposta intervenção real e que os seus resultados deveriam ser confirmados com elementos de base e ensaios em modelo reduzido.

1.2. ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O presente projecto é desenvolvido de forma a que seja compreensível e legível todo o raciocínio efectuado. Desta forma é apresentado de seguida um pequeno resumo do que é efectuado nos respectivos capítulos.

O relatório está estruturado em 6 capítulos. Começa-se neste capítulo por efectuar um enquadramento genérico com a descrição do objectivo do trabalho, a sua estrutura e o âmbito de intervenção.

No capítulo 2 é feita uma descrição geral das características de um quebramar, com uma abordagem sistemática ao seu dimensionamento hidráulico e algumas incidências particulares associadas às limitações construtivas deste tipo de estruturas marítimas, pois é necessário em primeiro lugar conhecer o âmbito e os recursos existentes, para que de seguida se possa proceder, de forma mais exacta e concisa, ao desenvolvimento do projecto.

Para que seja efectuado um melhor aproveitamento dos estudos realizados e procedimentos a efectuar para a nova alternativa, e assim se possa efectuar uma análise crítica das soluções, é apresentado no capítulo 3 um enquadramento geográfico e histórico do Porto de Leixões, como uma das infra-estruturas portuárias mais importantes do país, de forma a acompanhar as exigências do futuro.

Nesse mesmo capítulo é realizada uma das partes mais importantes do presente relatório, correspondente à análise da operacionalidade do terminal petrolífero (posto A), que originou o tema deste projecto. É também neste capítulo efectuado a crítica das soluções já apresentadas, de forma a justificar o estudo de uma nova estrutura.

Apesar de todos os capítulos serem peças importantes para o projecto, o capítulo 4 torna-se o mais relevante para o relatório, pois é onde se efectua todo o processo de reformulação do quebramar: pré-dimensionamento da estrutura, descrição total da estrutura, desde o seu local de implantação até à geometria da nova super-estrutura a implementar, passando até por uma pequena descrição do local onde será implantada. Nele faz-se uma breve análise de terminais petrolíferos existentes em portos de diferentes dimensões e localizações, analisam-se as acções intervenientes no processo de dimensionamento da estrutura, faz-se uma verificação da segurança da nova super-estrutura e, depois de efectuado o pré-dimensionamento do novo quebramar, são apresentados os desenhos finais dos caixotões a implementar. É também efectuado um pré-dimensionamento da nova cabeça do quebramar.

No capítulo 5 é apresentada uma estimativa económica da solução apresentando uma descrição das intervenções a efectuar, bem como alguns materiais necessários, comparando o resultado com custos de trabalhos semelhantes e com os custos das hipóteses apresentadas.

Os capítulos são complementados por desenhos e tabelas, apresentados nos anexos correspondentes.

2

CARACTERIZAÇÃO GERAL DOS QUEBRAMARES DE TALUDES. O CASO DO QUEBRAMAR NORTE DO PORTO DE LEIXÕES

“ Em distancia de hum quarto de legoa a o mar, em direyto da boca do rio, está descoberta hua penha de grande e plana área, (...) dizem os engenheyros que se pode edificar hum cáys para ir a pé enxuto ao dito penhasco grande chamado Leyxoens edificar hua boa Fortaleza para defesa de hum surgidouro excelente de grande quantidade de Navios, muyto util para todo o tempo, muyto mais para o em que não podem entrar (n)a Barra do Porto, por seus continuos perigos.”

Pde. Luís Cardoso, *Memórias Paroquiais*, 1758 – [3]

2.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL

O transporte marítimo de pessoas e/ou bens acarreta a existência de planos de água onde a agitação marítima seja mínima, para que seja possível realizar operações de acostagem, carga e descargas de navios – [4].

Assim, surgiram estruturas destinadas à criação de planos de água onde a agitação marítima fosse reduzida para possibilitar, com segurança, as operações necessárias e frequentes dentro de um porto, os *Quebramares* – [4]. Um quebramar é pois, numa definição mais geral, uma estrutura que constitui um obstáculo à propagação normal das ondas geradas pelo vento sobre a superfície da água, e destinado também a proporcionar abrigo em relação à agitação e, em outros casos, condições de acostagem e amarração a navios.

O primeiro bloco utilizado foi o bloco de pedra (*enrocamento*). Pode-se afirmar que sempre que se sentiu necessidade de proteger uma dada zona da costa, se recorreu aos enrocamentos e que a necessidade de se procurarem soluções de carácter artificial, foi devido à impossibilidade de se obterem blocos naturais de grandes dimensões – [4].

Inicialmente os quebramares eram constituídos por enrocamentos lançados ao mar, de modo a criar um aglomerado cujos lados tinham as inclinações do talude natural dos enrocamentos lançados. À medida que foi evoluindo a técnica e face à necessidade de implementação em zonas progressivamente mais expostas e a maiores profundidades, a criação de quebramares tem sido substancialmente melhorada. Um *Quebramar de Taludes* consiste num aglomerado de enrocamentos ou de blocos de

betão de formas especiais e que mantêm uma grande utilização, graças a sua fácil construção, manutenção e eficiência na dissipação da energia das ondas – [4].

Para profundidades menores poderão ser utilizados *Quebramares de Parede Vertical*, que têm como características uma fundação essencialmente constituída por uma camada de enrocamento, sobre a qual assentam caixões ou blocos de betão – [4].

Poderá ser utilizado, em alguns casos especiais um género de quebramar que é a junção dos dois últimos descritos, denominado por *Quebramar Misto*. É constituído por um prisma de enrocamento que se desenvolve desde o fundo até uma certa cota, sobre o qual é assente uma estrutura vertical. Um caso muito particular deste quebramar é o *Quebramar de Estrutura Mista*, em que a parede vertical se resume a um muro-cortina, destinado apenas a complementar a protecção ao galgamento – [4].

O objectivo quando se tenta encontrar a melhor solução para a construção de um quebramar, é que os blocos, quer sejam de carácter artificial ou natural, tenham uma maior estabilidade sob a acção das ondas com o menor peso possível, para que se consiga dissipar uma maior parte da energia das ondas – [4], Fig. 2.1.

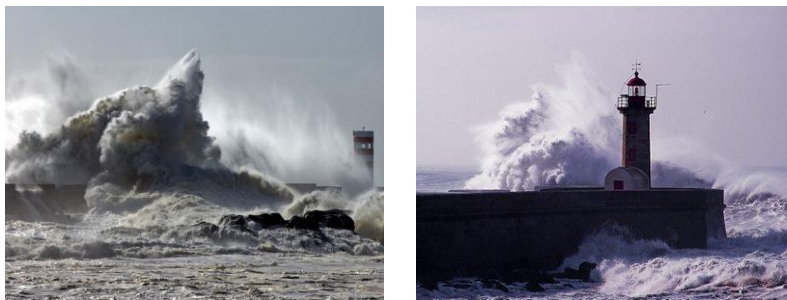


Fig. 2.1: Rebentação de ondas.

2.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento de quebramares é bastante delicado devido ao grau de segurança que exigem e aos custos que envolvem a sua execução. Por estes motivos, o primeiro passo será escolher criteriosamente o melhor tipo de quebramar a utilizar, que depende de vários factores, Quadro 2.1 – [4]:

Quadro 2.1: Características de escolha do tipo de quebramar a implementar – [4].

Condições		Características
Ambiente	Água	Doce
		Salgada
	Maré	
	Profundidade	Menor de 9 metros
		Entre 9 e 12 metros
		Entre 12 e 15 metros
		Entre 15 e 20 metros
Fundação	Rochosa	
	Arenosa	
Grau de Abrigo	Onde não for necessário “dissipar” totalmente a energia da agitação incidente.	

Após a escolha do tipo de quebramar será necessário efectuar o seu dimensionamento hidráulico e hidráulico/estrutural, onde se define a sua implantação, comprimento da obra e cota do coroamento para o primeiro, e também a geometria do perfil e pesos dos blocos para o segundo dimensionamento – [4].

A instabilidade de um quebramar de taludes aparece associada à deteriorização do manto resistente, embora possa também ser causada pela instabilidade de outras zonas do quebramar – [4].

O dimensionamento de um quebramar é ainda feito de um modo semi-empírico, uma vez que se baseia em fórmulas deduzidas a partir de considerações teóricas simplificadas, em resultados de ensaios em modelo reduzido – [4].

De todas as fórmulas existentes para o pré-dimensionamento, é a de HUDSON / W.E.S. a que mereceu aceitação geral, sendo hoje uma das mais utilizadas pelos projectistas, e como tal, foi também utilizada neste projecto. A sua aplicação é limitada ao pré-dimensionamento sendo sempre necessário recorrer a outras vias para o dimensionamento final – [4]. Esta fórmula foi desenvolvida com base em ensaios com ondas regulares.

A selecção da solução a adoptar é logicamente influenciada por outras causas, onde se salienta experiências anteriores com os vários tipos de quebramares.

2.3. LIMITAÇÕES CONSTRUTIVAS

A construção de um quebramar pode ser feita por terra ou por mar, sendo também frequente o emprego simultâneo das duas frentes. Qualquer destas hipóteses tem vantagens e inconvenientes, com reflexos óbvios no custo total da obra – [4].

A construção de um quebramar possui algumas dificuldades, principalmente para garantir as cotas de projecto debaixo de água, o que deve ser tido em conta na fase de projecto. Se não forem tomados cuidados especiais, poderá ocorrer uma eventual deficiência na construção do manto, exigindo um controlo mais rigoroso da construção, que é feito principalmente por mergulhadores - [4].

2.4. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DO PORTO DE LEIXÕES

O porto de Leixões situa-se no Norte de Portugal, na foz do rio Leça junto à foz do rio Douro. Começou por ser essencialmente uma bacia destinada ao abrigo ou refúgio de navios com destino ao porto comercial do Douro, que se tornava muitas vezes inacessível devido à violência dos temporais marítimos ou pelas grandes cheias do rio Douro – [2].

2.4.1. PORTO DE LEIXÕES, O QUE ELE É AGORA

O Porto de Leixões é o maior porto artificial do Norte de Portugal, construído nos finais do século XIX e sucessivamente alargado e melhorado até aos nossos dias – [5].

Com 5 quilómetros de cais, 55 hectares de terraplenos e 120 hectares de área molhada, Leixões dispõe de boas acessibilidades marítimas, rodoviárias e ferroviárias, bem como de modernos equipamentos e avançados sistemas informáticos de gestão de navios – [5].

Representando 25% do comércio internacional português e movimentando cerca de 14 milhões de toneladas de mercadorias por ano, este porto é um dos mais competitivos e polivalentes do país, já que passam por lá cerca de três mil navios por ano e todo o tipo de cargas, das quais se distinguem: têxteis,

granitos, vinhos, madeira, automóveis, cereais, contentores, sucata, ferro e aço, álcool, aguardente, açúcares, óleos, melaços, produtos petrolíferos e ainda passageiros de navios de cruzeiro – [5].

Beneficiando de uma localização estratégica, de um *hinterland* rico em indústria e comércio, o Porto de Leixões tem uma posição privilegiada no contexto do sistema portuário Europeu. Opera 365 dias por ano, com altos níveis de produtividade e com reduzido tempo de permanência dos navios no cais, usufruindo de uma barra permanentemente aberta ao tráfego portuário, sem restrições de acesso por efeito das marés – [5].

2.4.2. PORTO DE LEIXÕES, DO INICIO DA CONSTRUÇÃO

Apenas em 1883 é tomada uma decisão política visando a construção de um porto de abrigo artificial em Leixões – [6].

Nesse ano estava-se no auge da crença na tecnologia e no desenvolvimento industrial, e o contexto nacional e internacional não podia deixar de ser o mais vantajoso possível para Leixões. Fora do país chegavam ecos de gigantescas intervenções humanas de domínio sobre a Natureza com alguns paralelos a Leixões, como por exemplo o caso de embates travados pelos holandeses na construção dos seus diques, ou de possantes obras de engenharia de impacto mundial na navegação, como a abertura do Canal do Suez, ligando o Mar Mediterrâneo ao Mar Vermelho, entre 1859 e 1869, ou a edificação do Canal do Panamá, permitindo a ligação entre os oceanos Atlântico e Pacífico, iniciada em 1881 e que se prolongaria até 1914 – [6].

Estavam reunidas as condições para se iniciar a construção do Porto de Leixões. Na sequência de um concurso público é escrito, em Fevereiro do ano seguinte, o contrato com os empreiteiros franceses *Dauderni & Duparchy* que tinham vencido o concurso (que por curiosidade haviam sido os únicos a concorrer). As obras de construção do Porto de Leixões iniciaram-se em 13 de Julho de 1884 e os trabalhos foram dirigidos pelo Eng.º francês Wiriote, sob a fiscalização do governo português que nomeou o Eng.º Nogueira Soares, autor do projecto, para esta tarefa – [6].

Um dos principais problemas que se colocava à construção dos molhes foi a forma como se procederia para erguer e posteriormente depositar no local desejado os pesadíssimos blocos graníticos – [6].

Para resolver esta questão a *Dauderni & Duparchy* encomendou às famosas oficinas francesas *Fives*, em Lille, dois gigantescos e poderosos guindastes movidos a vapor que se deslocavam, igualmente, sobre carris. Guindastes que, pelo seu aspecto colossal, de imediato foram baptizados por **Titãs** – [6]. Fig. 2.2 e Fig. 2.3.



Fig. 2.2: Construção do Porto de Leixões (1884-1892) – Rochedos de Leixões e extremidades dos dois molhes – os Titãs de Leixões - [6].



Fig. 2.3: Construção do Porto de Leixões (1884-1892) – Molhe Norte visto dos rochedos de Leixões – Titã - [6].

Únicos no mundo, os *titãs* são dois monumentais guindastes que documentam de forma privilegiada a época da arquitectura do ferro e da energia a vapor. Foi, afinal, graças à sua força e à sua avançada decidida sobre o mar que os molhes de Leixões foram finalmente construídos – [6].

A auxiliar desde cedo os *titãs* utilizou-se um outro mecanismo: o aparelho para suspender blocos. Era este mecanismo, igualmente movido a vapor, que transportava, um a um e através de carris, os blocos desde os estaleiros montados em terra até aos vagões que se deslocavam posteriormente para junto dos *titãs*, na sua avançada decidida sobre o mar – [6], Fig. 2.4.



Fig. 2.4: Construção do Porto de Leixões (1884-1892) - Grua utilizada para erguer e transportar sobre carris os blocos artificiais de 50 toneladas, junto ao Senhor do Padrão – [6].

Ainda estávamos longe da data definitiva de entrega da obra – 16 de Fevereiro de 1895 – e já, a 9 de Novembro de 1886, entrava em Leixões o primeiro vapor. Nos oito anos seguintes, antes ainda da conclusão oficial da empreitada, entrariam 2.308 navios e seriam embarcados 30.275 passageiros. Estavam mais do que provadas as potencialidades de Leixões como um grande porto, e a ideia de um mero porto de abrigo estava largada, ainda a obra não se encontrava concluída – [6].

2.4.3. PORTO DE LEIXÕES, A EVOLUÇÃO DO PORTO COMERCIAL

Em Fevereiro de 1895 estavam dados por concluídos os trabalhos da construção do porto de abrigo, mas era evidente a utilidade e necessidade de o transformar num verdadeiro porto comercial. O número de navios que se socorreu de Leixões, crescia de uma forma esmagadora – [7].

Caso paradigmático foi o do início da adaptação do porto de abrigo a porto comercial. Com efeito, se é verdade que quando o primeiro se encontra concluído, em 1895, era já pacífica e desejada a evolução para o estágio seguinte, seria necessário esperar por 1914 para que os trabalhos se iniciassem, projecto efectuado pelo Eng.^o Henrique Carvalho de Assunção. Em 23 de Abril de 1913 é criado um organismo que passaria a gerir a construção e exploração desta estrutura portuária: a Junta Autónoma das Obras Marítimas do Porto do Douro e Leixões. É esta Junta Autónoma, na génese da actual *APDL - Administração dos Portos do Douro e Leixões* - que um ano depois dá início às obras – [7].

A ideia de aproveitar o vale do rio para prolongamento do complexo portuário surgira em 1893 e em 1907, surge um admirável plano, da autoria dos Eng.^{os} Adolpho Loureiro e Santos Viegas, que desenvolvem amplamente a ideia de localizar todo o conjunto das docas no vale e que, com ligeiras alterações, acabará por servir de projecto-guia a todo o processo de expansão portuário do século XX. Mas, apesar de datado de 1907, seria necessário esperar por 1940 para que a doca nº1, com os seus 550 metros de comprimento por 175 de largura, com dois cais acostáveis num total de mil metros, fosse inaugurada – [7], Fig. 2.5.

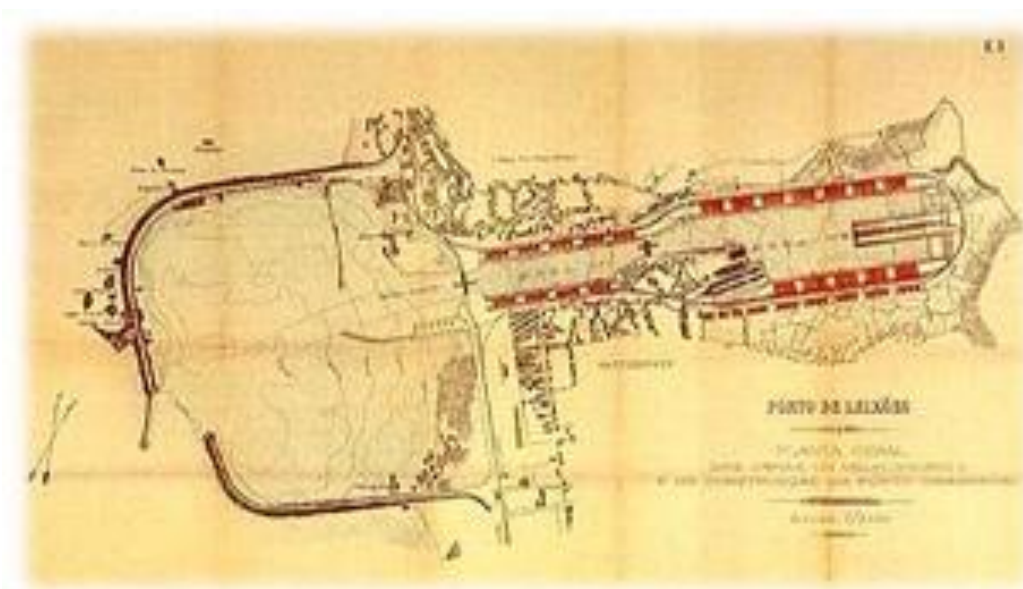


Fig. 2.5: Porto de Leixões. Projecto do melhoramento, dos Eng.^{os} Adolpho Loureiro e Santos Viegas, Lisboa 1908 – [7].

Nos finais dos anos 60 surge o terminal para petroleiros e é alteado o quebra-mar, até aí submerso; de 1974 a 1979 é construído um terminal para contentores, tendo sido concluído, já na década de '90 um segundo terminal deste tipo (doca nº 3); entre 1974 e 1983 construíram-se mais 503 metros de cais na margem direita (doca nº 4); em finais dos anos 80 é ampliado o quebra-mar; e na primeira metade da década de 90 é construída uma nova marina para embarcações desportivas e de recreio. Datam, no

entanto, de 1965 a 1968 as obras de construção de uma das mais queridas estruturas do Porto de Leixões, desde sempre desejada pela população da região: um porto de pescada – [7].

A Fig. 2.6 representa a evolução do complexo portuário de Leixões.

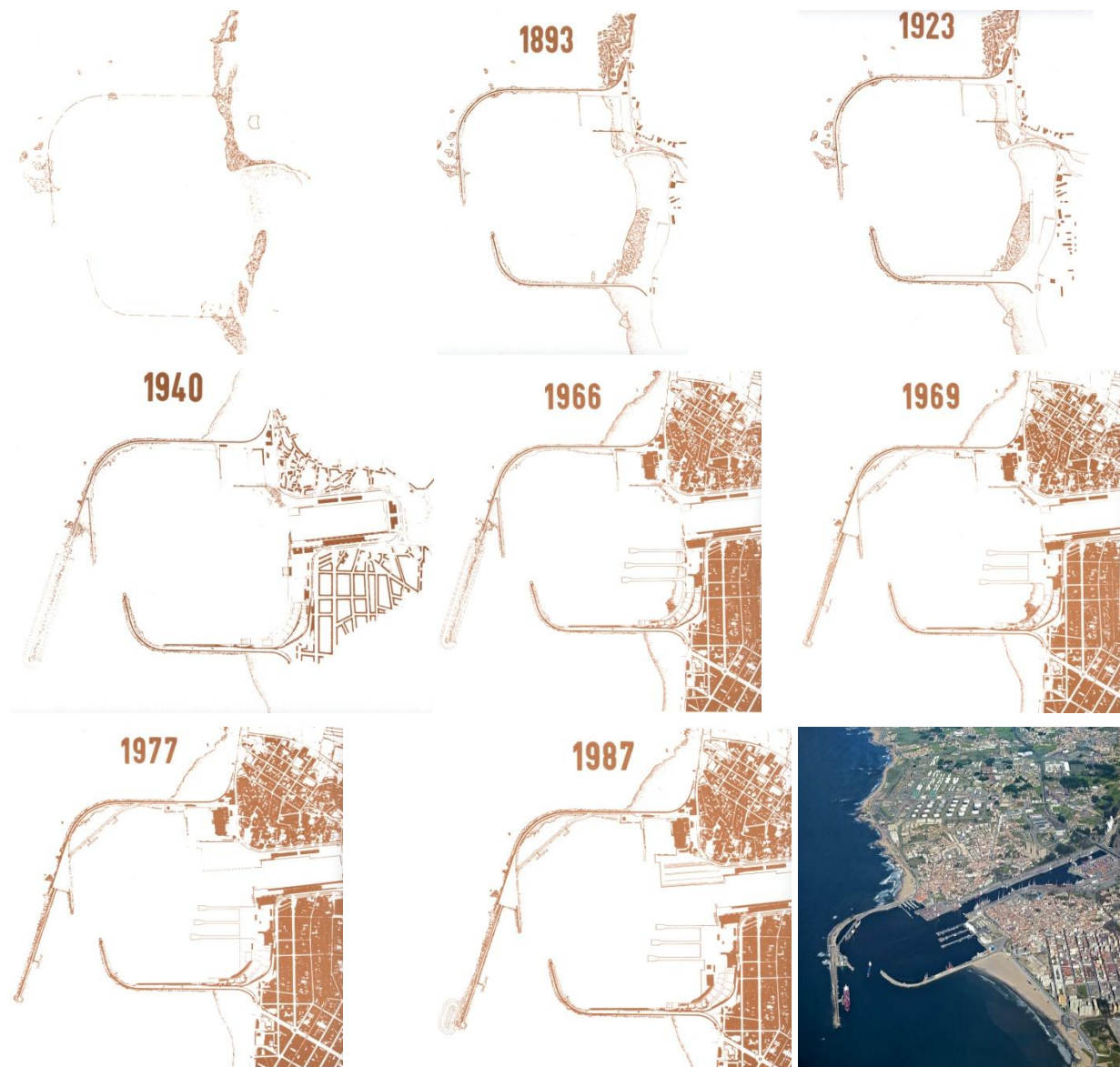


Fig. 2.6: Evolução esquemática do complexo portuário de Leixões – [6].

2.5. O NASCER DO QUEBRAMAR PARA PROTECÇÃO DO POSTO PETROLEIRO

Como descrito anteriormente, é no final dos anos 60 que foi construído um terminal marítimo capaz de receber petroleiros de 104.000 tdw – [2].

A obra mais importante consistiu na elevação de um quebramar submerso existente, para protecção do posto principal, onde acostariam os maiores petroleiros.

Tornou-se imperioso melhorar as condições de tranquilidade no anteporto, tendo-se optado, para o efeito, pela construção de um quebramar exterior, que deveria melhorar as condições de navegação no acesso à bacia portuária. Em 1933 o quebramar exterior começou a ser executado, tratava-se de um quebramar vertical. Quando estavam executados cerca de 400 metros ocorreram, no Inverno de 1934-35, violentos temporais que destruíram parcialmente a obra, recomendando logo de seguida a sua substituição. A solução alternativa proposta, inspirada no molhe principal de *Casablanca*, consistia numa solução do tipo quebramar submerso – [2].

Em 1966, para servir a Refinaria do Norte, foi adjudicada a construção de um terminal petroleiro com três postos de acostagem. Um desses postos, posto A, destinava-se a petroleiros de maiores dimensões, pelo que não poderia ser colocado no anteporto. O posto A ficou assim localizado junto ao pé do talude interior do quebramar submerso – [2].

Naturalmente, para abrigar o posto A da acção directa da energia das ondas que passava sobre o quebramar submerso, este teve de ser alteado. As obras iniciaram-se em 1966 e terminaram em 1970 – [2].

O quebramar visava dois objectivos principais: criar condições propícias ao processamento das operações portuárias e garantir a segurança dos navios que na bacia portuária procurassem refúgio. Complementarmente deveriam ser melhoradas as condições de acesso ao porto de forma a aumentar apreciavelmente o número de dias do ano em que a entrada de navios se fizesse em segurança – [2].

3

ANÁLISE DA OPERACIONALIDADE DO TERMINAL PETROLEIRO (POSTO A)

“ (...) Defronte da dita villa (Matosinhos) se representa a grande pedra de Leixões, que pode servir para asento de hum castello, à sombra do qual tenham abrigo os navios que não poderem entrar na Barra da dita Cidade do Porto, também se pode entulhar pela parte do Norte com Navios velhos carregados de pedra, hum espasso que ha entre a dita pedra e outras que lhe ficão pela parte do Norte (...) desta obra rezultará no tempo de Guerra escuzarem de hir os Navios recolher-se a Galiza e lá fiquarem prizioneiros, ou perderem-se hinds corridos com temporal (...) ficarão os navios assim abrigados dos ventos Sues, Oestes, Noroestes e Nortes, e não lhe poderão fazer muito danno os mais ventos (...) ”.

Jozé Gomes da Cruz, Piloto de Naus de Guerra, datado de 1775 – [3]

3.1. ÂMBITO, DESCRIÇÃO E ENQUADRAMENTO GERAL DA OBRA

O Relatório efectuado pelo *Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos (IHRH)* em 2003, correspondente a um protocolo acordado com a *Administração dos Portos do Douro e Leixões (APDL)*, analisa as Condições de Operacionalidade do Terminal de Petroleiros de Leixões (Posto A).

Como o actual quebramar Norte levanta sérios problemas devido aos excessivos galgamentos que se têm vindo a observar durante um número significativo de dias, e/ou à existência de correntes locais nas imediações do Posto A, os petroleiros nem sempre conseguem realizar as manobras e operações de acostagem, amarração e descarga de líquidos, com os níveis de segurança desejados para estas operações – [8]. Assim, foi efectuado um estudo para analisar as informações existentes no que respeita às condições de operacionalidade, e propor novas estruturas que assegurassem uma maior segurança.

Neste capítulo é apresentado um resumo deste estudo, efectuado de forma a ilustrar algumas características do funcionamento hidráulico-estrutural do quebramar Norte do porto de Leixões, através do estudo de inoperacionalidade do posto A, de modo a se perceber também melhor a sua extensão, seguido da análise do número de intervenções no quebramar, e de apresentação de algumas propostas de intervenção.

Foram assim recolhidos um conjunto de elementos relativos a estudos, projectos e documentos fotográficos e dados disponíveis sobre os quebramares norte e sul, quebramar submerso e sobre o terminal de petroleiros.

Estes documentos revelaram-se de elevada importância para a percepção do seu funcionamento, bem como o conjunto de dados nele relatados que foram extremamente úteis para o estudo efectuado.

3.2. ANÁLISE DOS REGISTOS DE ACTIVIDADE NO POSTO A

Os registos referidos, fornecidos ao IHRH entre 1990 e 2003 pela Galp Energia, ilustram o número de dias por mês que o posto A permanece inoperacional, permitindo concluir que essa inoperacionalidade atinge em média 50% dos dias dos meses de Janeiro e Dezembro, atingindo assim cerca de 23% como média global dos dias por mês, como mostram as figuras Fig. 3.1 e Fig. 3.2 – [8].

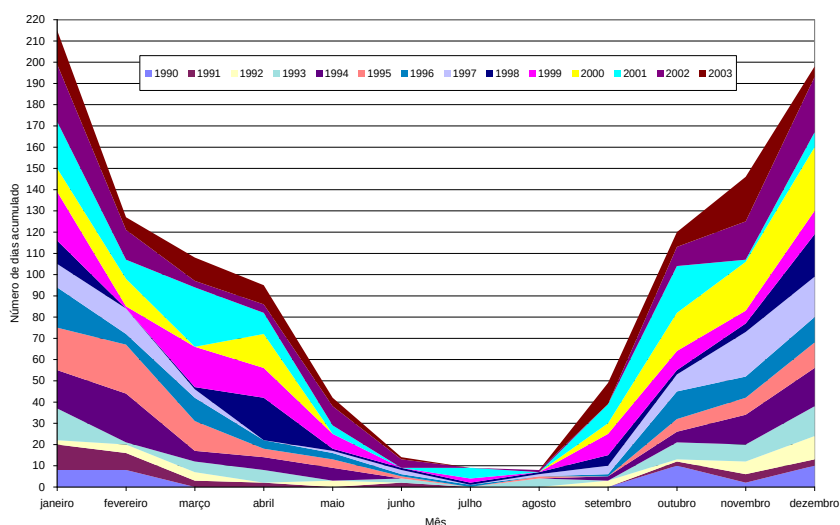


Fig. 3.1: Número de dias acumulado de inoperacionalidade por mês (Fonte: IHRH com base em dados da Galp Energia) – [8].

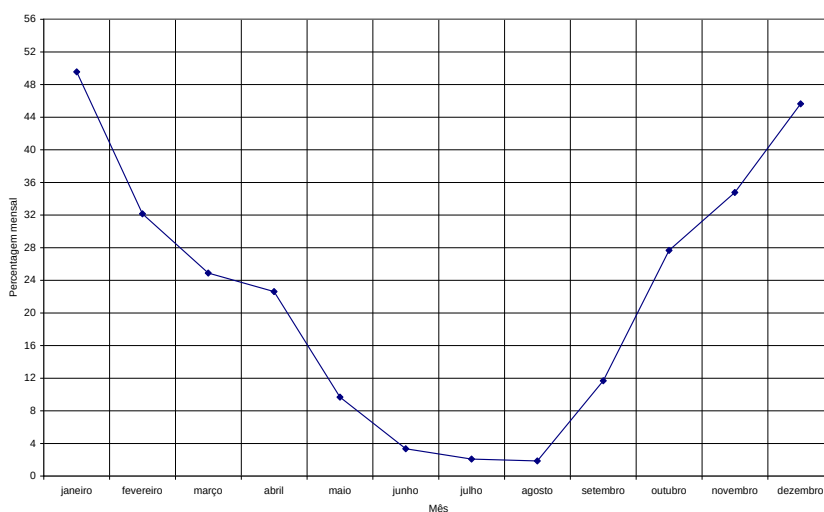


Fig. 3.2: Número médio de dias de inoperacionalidade por mês (Fonte: IHRH com base em dados da Galp Energia) – [8].

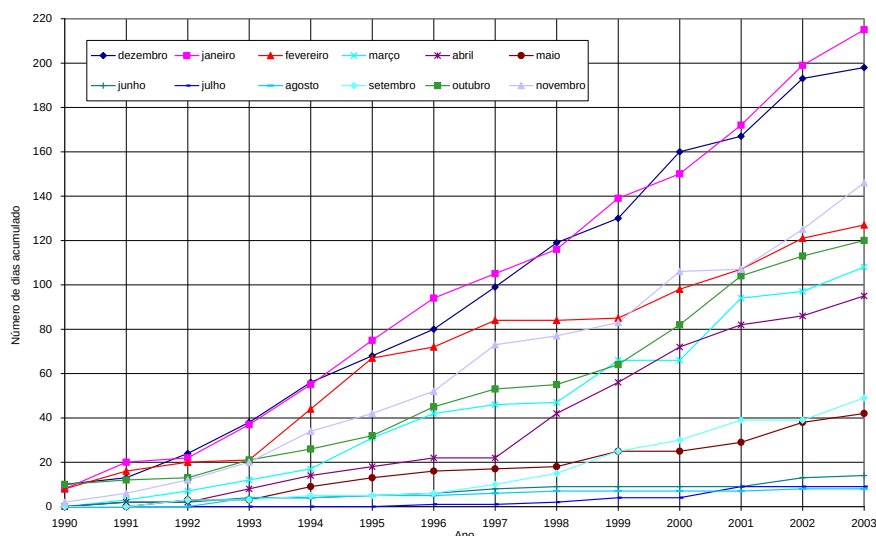


Fig. 3.3: Dias acumulados de inoperacionalidade por ano (Fonte: IHRH com base em dados da Galp Energia) – [8].

A análise das figuras anteriores mostra a evolução do número de dias de inoperacionalidade acumulados para o período referido, permitindo identificar uma tendência anual praticamente constante. Verifica-se que, neste período, de uma forma geral, ocorre um número significativo de dias de inoperacionalidade nos primeiros meses do ano – [8].

Como o relatório indica, a partir de 2001 foram também incluídos registos de Alturas de Onda (m), Períodos de Onda (s), Potência de Agitação (KW/m) e Indicação do Funcionamento (0) ou Inoperacionalidade (1). A análise destes parâmetros permitiu verificar que não existem elementos relativos à direcção da agitação, e permitiu também constatar que os valores dos períodos de onda e da potência foram obtidos de forma desconhecida.

De uma forma geral o posto A apenas se encontra operacional se a altura de onda registada for inferior a 2.5 m. Verifica-se que a operacionalidade ocorre predominantemente para os períodos de onda entre 7s e 15s (não havendo registos superiores a 16,5 s) e para alturas de onda predominantemente inferiores a 2,5 m. Em relação à inoperacionalidade, a gama de períodos é predominantemente entre 8s e 20 s (com registos máximos de 19,5 s) e com alturas de onda predominantemente entre 2.5 m e 5.0 m, embora também ocorra com algum significado para alturas de onda inferiores a 2.5 m – [8], Anexo Quadro A.3.1.

Uma análise gráfica global e comparativa dos dados fornecidos através dos registos não é de todo conclusiva. De facto, a comparação entre a altura e o período de onda permite verificar que existe uma dispersão significativa dos dados, e que também não existem grandes alturas de onda para baixos períodos, o que aliás era de esperar. De salientar também que não há registo de períodos inferiores a 4 s – [8].

Um outro conjunto de dados, fornecidos pelo *Instituto Hidrográfico*, permite analisar um outro parâmetro da agitação, a orientação ao largo, bem como uma melhor definição da variação dos períodos e alturas de onda – [8], Anexo Quadro A.3.2.

O número de dados total é bastante semelhante e verifica-se uma boa concordância das percentagens de ocorrência, embora para períodos de onda superiores a 10 s ocorram diferenças significativas, em particular para períodos de onda superiores a 12,5 s, fruto de um menor número de dados existente nessas classes.

3.3. ANÁLISE DAS INTERVENÇÕES NO QUEBRAMAR NORTE

A questão dos galgamentos aos quais está associada uma parte da inoperacionalidade do posto A, deve-se a características funcionais do manto resistente do quebramar norte do porto, apesar de ter sido dimensionado com o objectivo de reduzir ao máximo o caudal de galgamento, de forma a assegurar a segurança do posto A – [8].

De facto, o número de tetrápodes colocados ao longo do quebramar norte, mostra uma certa debilidade estrutural destes, ilustrando que uma das zonas mais críticas é precisamente aquela onde está localizado o posto A – [8].

Durante a construção foram colocados em cada módulo, em média, 43 tetrápodes mas nos módulos 40 a 50, foram já colocados em média 52 tetrápodes. Depois da construção, ou seja no período de 1971 a 2003, foi colocado um número significativo de tetrápodes, em particular nos módulos 31-32, 42-43, 54-55 e 69-70, embora com reposições significativas a partir do 24º módulo – [8].

O Anexo Figura A.3.1 ilustra os módulos referenciados no parágrafo anterior, e a figura Fig. 3.4 apresenta o número de tetrápodes colocados no quebramar norte.

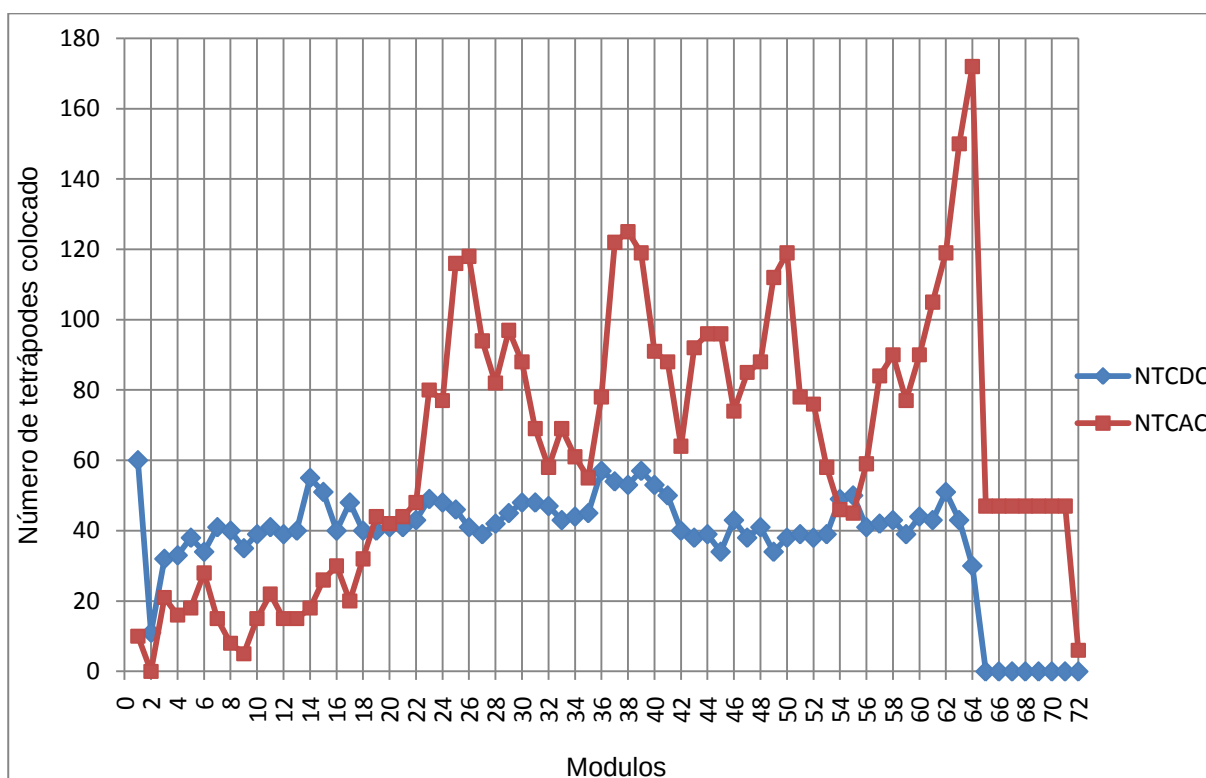


Fig. 3.4: Número de tetrápodes colocados durante e após a construção do Quebramar – [8].

NTCDC – Número de Tetrápodes Colocados Durante a Construção (Fonte APDL)

NTCAC – Número de Tetrápodes Colocados Após a Construção (Fonte APDL)

De salientar que a colocação dos tetrápodes no quebramar norte junto à cabeça ocorreu antes da construção do quebramar submerso de protecção daquela e que ocorreu em 1981. Depois desta construção o número de tetrápodes colocados nessa zona passou a ser quase nulo – [8].

Por aqui se poderá afirmar que uma das alternativas mais promissora poderá ser a construção de um novo quebramar submerso segundo o alinhamento já existente.

Nas figuras seguintes também é possível visualizar a deterioração do quebramar, Fig. 3.5.



Fig. 3.5: Esquema da deteriorização do quebramar.
Esquerda Cima: 2003; Direita Cima: 2004; Esquerda Baixo: 2006; Direita Baixo: 2009.

3.4. ENSAIOS DOS MODELOS DAS ALTERNATIVAS DO QUEBRAMAR NORTE

3.4.1. ANÁLISE DO MODELO REAL DO QUEBRAMAR NORTE DO PORTO DE LEIXÕES

A modelação física em análise teve como objectivo o estudo bidimensional da secção transversal do Posto A do quebramar Norte do Porto de Leixões, para o quebramar real actual, e para as diversas alternativas complementares. Os modelos reduzidos desta secção foram construídos e testados no *Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.

Utilizando os desenhos de projecto fornecidos, referentes ao quebramar Norte, foram construídos todos os elementos relevantes para a construção do modelo: a superestrutura, os blocos paralelepípedicos do quebramar submerso inicial, os tetrápodes, etc. – [9].

A Fig. 3.6 mostra o perfil do quebramar actual do modo como este foi realizado em laboratório para o estudo das condições actuais do quebramar Norte.

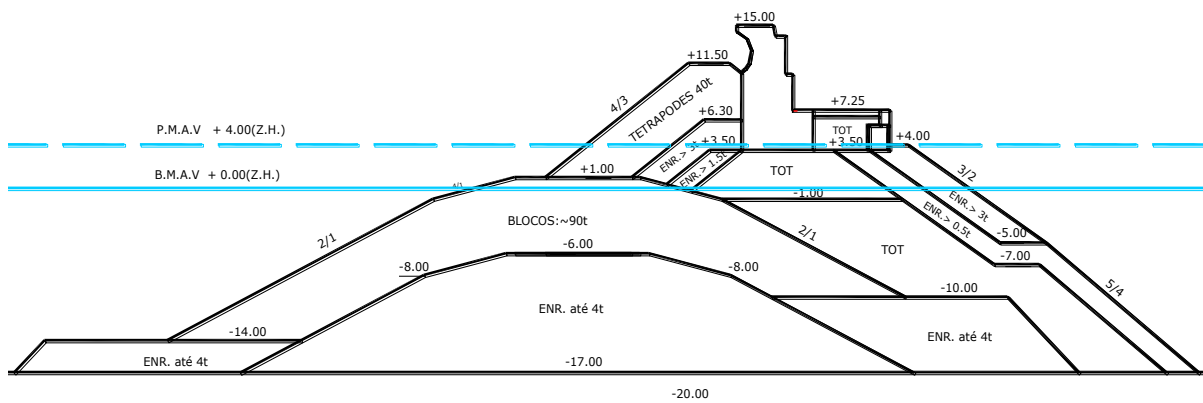


Fig. 3.6: Secção transversal que serviu de base à construção do modelo do quebramar – [9].

3.4.2. ANÁLISE DOS MODELOS E ENSAIOS REALIZADOS DAS ALTERNATIVAS

Em função de alguns dos aspectos indicados no início deste relatório, bem como de considerações normais, associadas a este tipo de estudos, foram escolhidas as seguintes condições iniciais de projecto – [9]:

1. As hipóteses analisadas foram implantadas à cota -20.0 m, para que a mesma fosse solicitada por alturas de onda maiores do que as que se verificariam na realidade, visto que neste caso a estrutura estava implantada à cota -17.0 m.
2. De forma a obter-se uma caracterização total do comportamento da estrutura projectada, foi inicialmente testada a designada Hipótese 1 que corresponde à estrutura base do quebramar Norte do Porto de Leixões.
3. Identicamente foi definido que os períodos de onda a testar seriam de 13, 16 e 20 s, face à necessidade de serem efectuados testes com alturas de onda crescentes, variando entre 7.8 e 18.7 m.
4. Foram testadas 11 hipóteses, apresentadas da Fig. 3.6 à Fig. 3.16, e que correspondem resumidamente às seguintes características – [9]:
 - Hipótese 1: Estrutura base correspondente ao projecto inicial, com fundação à cota – 20,0 m, Fig. 3.6.
 - Hipótese 2: Estrutura base correspondente ao projecto inicial, com fundação à cota – 20,0 m e batimetria a barlamar de acordo com levantamento topo-hidrográfico recente, apresentado na Fig. 3.7.
 - Hipótese 3: Estrutura base correspondente ao projecto inicial, com fundação à cota – 20,0 m e batimetria a barlamar de acordo com levantamento topo-hidrográfico recente, protegida com um quebramar submerso de acordo com as características de idêntica estrutura que protege a cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões. Cota do coroamento igual a +0.00 m (ZHL), Fig. 3.8.
 - Hipótese 4: Estrutura base correspondente ao projecto inicial, com fundação à cota – 20,0 m e batimetria a barlamar de acordo com levantamento topo-hidrográfico recente, protegida com um quebramar submerso de acordo com as características de idêntica estrutura que protege a cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões. Cota do coroamento igual a +2.0 m (ZHL), Fig. 3.9.

- Hipótese 5: Idêntica à Hipótese 2 mas com uma berma aderente com a cota do coroamento sensivelmente à cota 4,0 m, com blocos de 90 tf, Fig. 3.10.
- Hipótese 6: Idêntica à Hipótese 5 mas com cota de coroamento sensivelmente igual a 7,0 m (porosidade de 5%), Fig. 3.11.
- Hipótese 7: Idêntica à Hipótese 6 mas com uma densidade de colocação dos blocos menor (porosidade de 26%), Fig. 3.12.
- Hipótese 8: Idêntica à Hipótese 5 mas com o talude do manto de tetrápodes fazendo uma inclinação de 5:1 (H:V), Fig. 3.13.
- Hipótese 9: Idêntica à Hipótese 2 mas com nova super-estrutura até à cota 17,0 m, Fig. 3.14.
- Hipótese 10: Idêntica à Hipótese 2 mas com um manto resistente de blocos de 90 tf, no prolongamento do quebramar submerso, Fig. 3.15.
- Hipótese 11: Idêntica à Hipótese 5 mas com cota de coroamento sensivelmente igual a 11,5 m, Fig. 3.16.

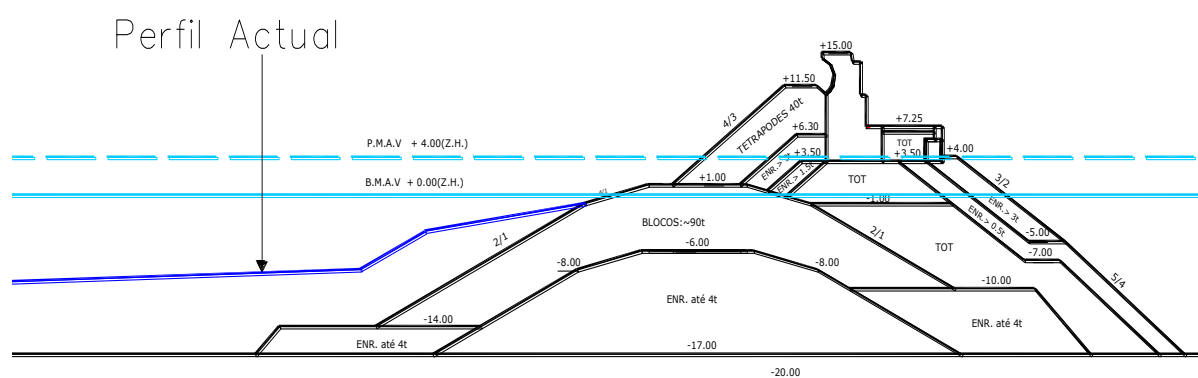


Fig. 3.7: Hipótese 2 testada - [9].

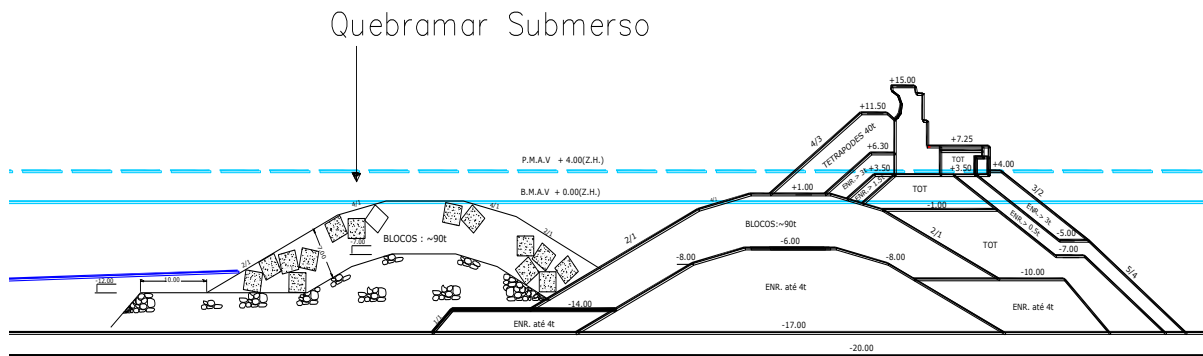


Fig. 3.8: Hipótese 3 testada - [9].

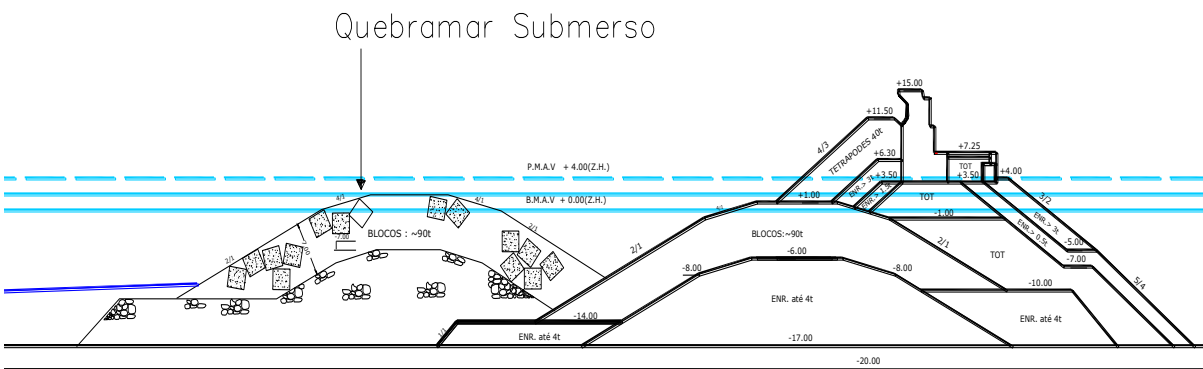


Fig. 3.9: Hipótese 4 testada - [9].

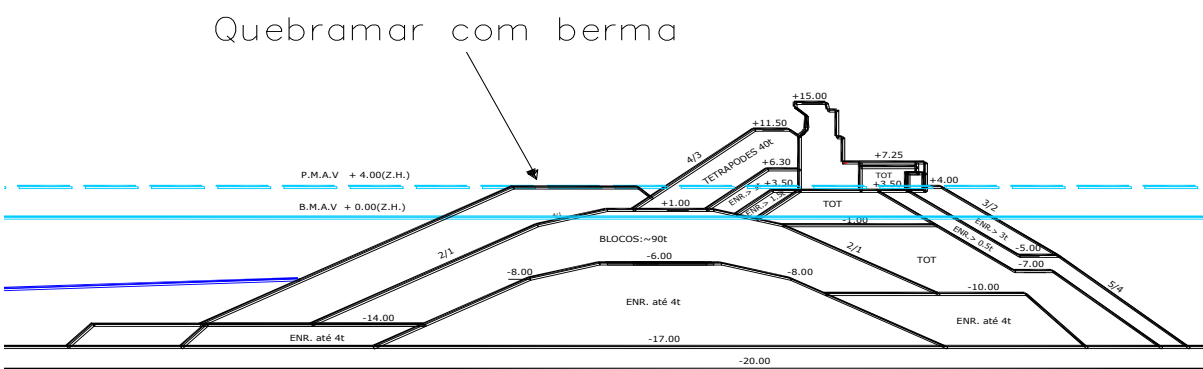


Fig. 3.10: Hipótese 5 testada - [9].

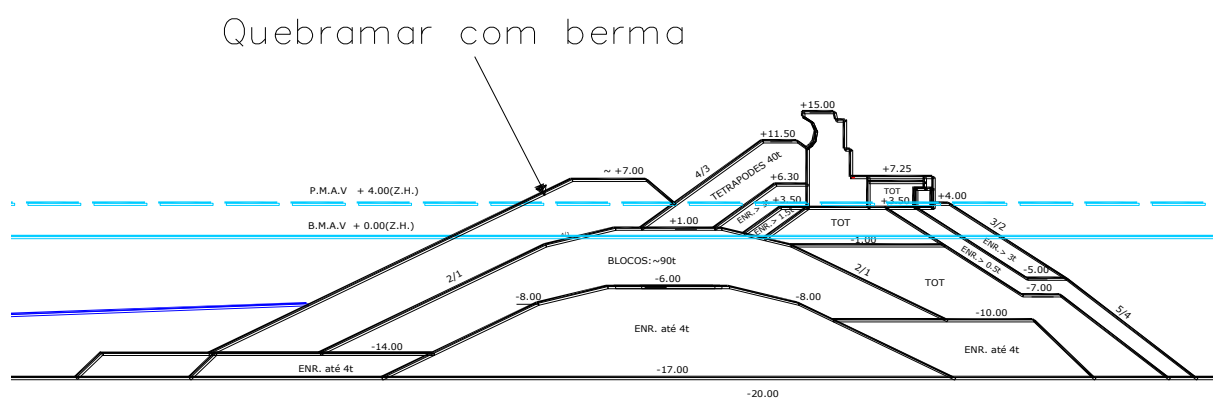


Fig. 3.11: Hipótese 6 testada – [9].

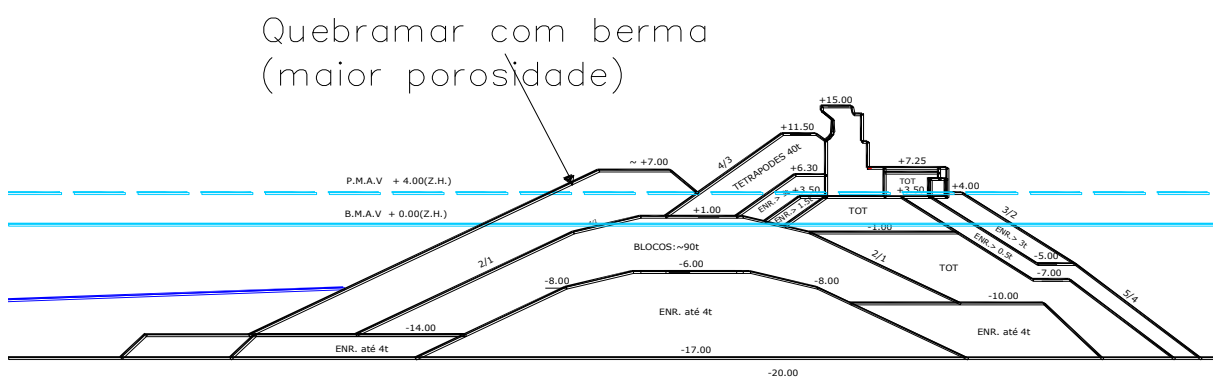


Fig. 3.12: Hipótese 7 testada – [9].

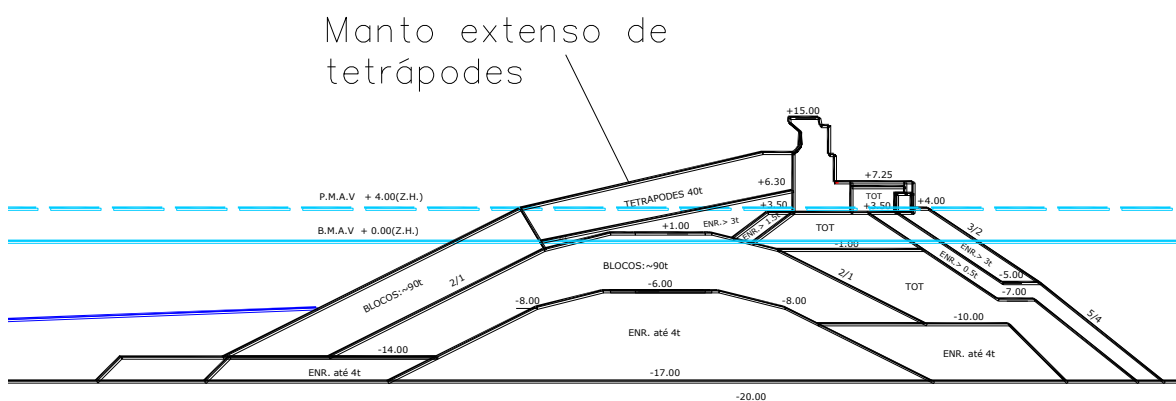


Fig. 3.13: Hipótese 8 testada – [9].

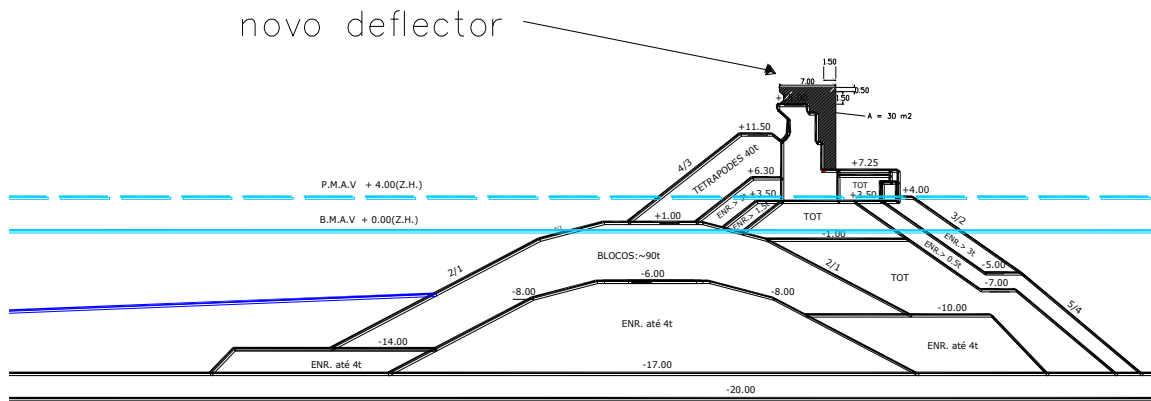


Fig. 3.14: Hipótese 9 testada – [9].

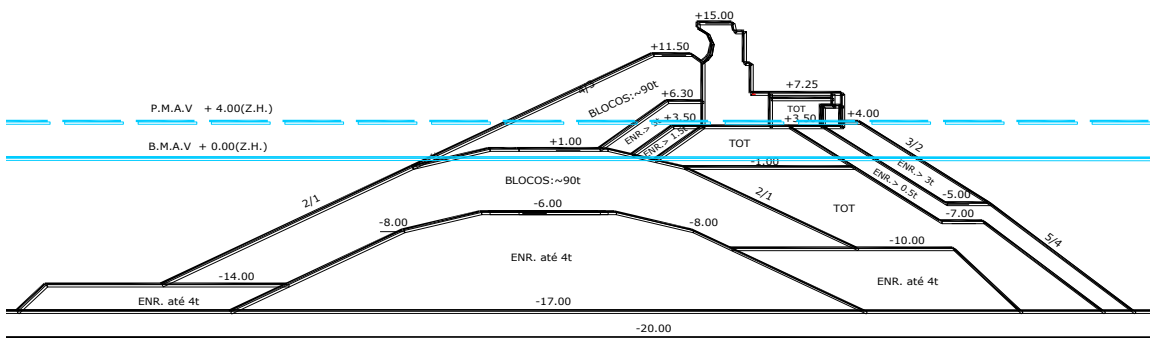


Fig. 3.15: Hipótese 10 testada – [9].

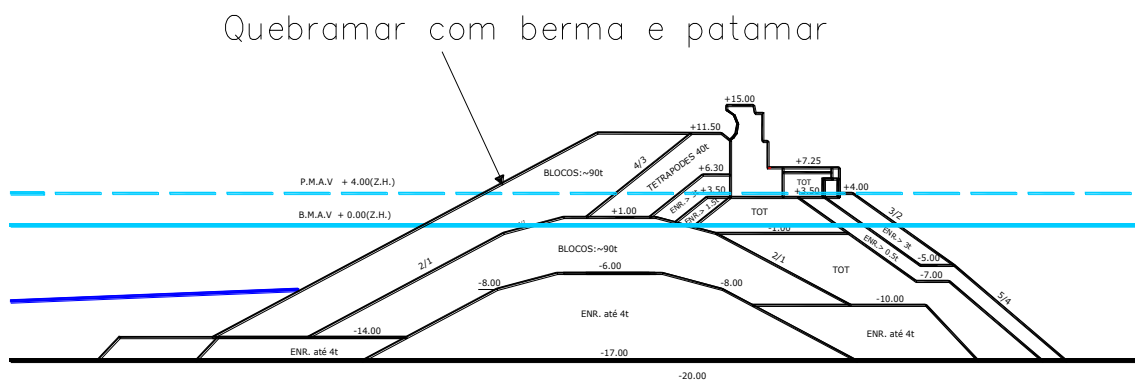


Fig. 3.16: Hipótese 11 testada – [9].

3.4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os resultados dos ensaios foram avaliados através dos seguintes parâmetros – [9]:

- Tempo de enchimento do reservatório existente a sotamar do quebramar, parâmetro este que está directamente relacionado com o caudal médio de galgamento;
- Número de tetrápodes deslocados da sua posição inicial, considerando como é habitual, que o deslocamento é significativo se for superior a uma dimensão característica dos tetrápodes.

Com base nos testes realizados com o nível de maré de +4,0 m (ZHL) que são os mais gravosos para o fenómeno do galgamento, as várias hipóteses foram classificadas e ordenadas, Quadro 3.1.

Quadro 3.1: Classificação dos resultados obtidos com os ensaios realizados para um nível de maré de +4,0 m (ZHL) – [9].

Modelo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Classificação final	8	6	2	1	3	5	2	3	4	7	4

Analisando os resultados obtidos e de forma a ser possível indicar qual a melhor solução para o problema dos galgamentos excessivos sobre a estrutura e os deslocamentos dos blocos, que qualitativamente aponta para a hipótese 4, pode-se concluir o seguinte – [9]:

- 1) A configuração actual do quebramar (quer considerando a batimetria a barlar idêntica à considerada no projecto, quer a que se verifica actualmente, de acordo com um dos levantamentos mais recentes) é a que conduz aos maiores galgamentos e ao maior número de eventos com deslocamento de tetrápodes (Hipóteses 1 e 2).
- 2) De uma forma geral as situações indicadas em (1) estão relacionadas com os períodos mais baixos (13 e 16 s) e alturas de onda elevadas, no 1º caso e períodos mais elevados (20 s) e alturas de onda elevadas no 2º. De referir que do 1º para o 2º caso, embora o caudal de galgamento tenha diminuído, o número de blocos deslocados aumentou 4 vezes.
- 3) Quanto às restantes hipóteses, verifica-se de uma forma geral que os galgamentos e o número de blocos deslocados são menores. A existência de galgamentos e de um número de blocos deslocados com algum significado apenas se verifica para o maior nível de maré, ou seja, +4,00 m (ZHL). Em particular o número de tetrápodes deslocados é significativo para todas as restantes hipóteses com excepção da hipótese 4 que corresponde ao quebramar submerso destacado com a crista à cota +2,00 m (ZHL). Essas situações significativas ocorrem de uma forma geral para o período mais elevado (20 s) e para maiores alturas de onda.
- 4) Analisando as expressões analíticas teóricas que permitem avaliar o caudal de galgamento (4.1) de uma determinada estrutura, verifica-se que os parâmetros influenciadores principais são: a altura da estrutura acima do nível de maré considerada, a rugosidade do talude, o período e a altura de onda (Fórmula de Pedersen – [10]).

$$\frac{q \cdot T}{L^2} = 3.2 \cdot 10^{-5} \cdot \left(\frac{H_{m\acute{a}x}}{R_c} \right)^3 \cdot \frac{H_{m\acute{a}x}^2}{A_c \cdot B \cdot \cot \alpha} \quad (4.1)$$

em que L é definido pela equação (4.2), q é o caudal de galgamento, T o período de onda, $H_{m\acute{a}x}$ a altura de onda de projecto, R_c , A_c , B e α estão definidos na Fig. 3.17.

$$L = \frac{g}{2 \cdot \pi} \cdot T_{om}^2 \quad (4.2)$$

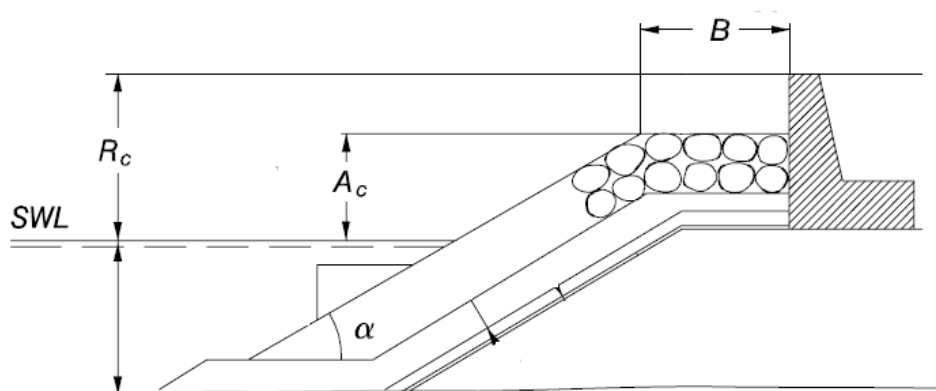


Fig. 3.17: Figura ilustrativa para o cálculo caudal de galgamento – [10].

Apesar de ser referida a equação de cálculo de caudal de galgamento para um quebramar de taludes, não foi através destes resultados que as hipóteses foram analisadas, mas sim através do número de tetrápodes deslocados.

Em função destes dados e independentemente da sua maior ou menor exequibilidade, as hipóteses testadas ficam assim ordenadas:

1. Hipótese 4;
2. Hipótese 3 e 7;
3. Hipótese 5 e 8;
4. Hipótese 9 e 11;
5. Hipótese 6;
6. Hipótese 2;
7. Hipótese 10;
8. Hipótese 1.

Em conclusão, nota-se que a hipótese que resultou em melhores resultados utiliza um quebramar destacado submerso, em continuidade com o quebramar já implantado na cabeça do quebramar, de forma a provocar uma pré-rebentação das ondas e consequente dissipação de energia. A hipótese 3 é semelhante à anterior variando apenas a altura do coroamento do quebramar, enquanto que a hipótese 7 utiliza uma camada de agregado com maior porosidade.

Estes resultados fazem ver que a utilização de uma outra estrutura como defesa de outra é fiável, o que uma vez mais, leva a que o estudo no presente relatório se destaque para a execução de uma estrutura destacável.

Em contrapartida, as soluções ordenadas por melhores resultados não se ordenam da mesma forma quando analisado o seu custo de exequibilidade. O facto de ser necessário efectuar uma outra estrutura destacável aumenta bastante o seu custo de execução, pois leva à utilização de plataformas e gruas flutuantes, enquanto que as restantes poderão ser efectuadas via terrestre.

Este aspecto deverá estar presente quando proposto a nova alternativa de intervenção.

4

NOVA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO

” (...) Talvez seja este o único ponto desta costa que oferece algum abrigo às embarcações acossadas pela travessia; e, em todo o caso, é a única paragem onde as equipagens podem ter esperanças de salvação quando seja inevitável encalhar. Os barcos de pilotos e pescadores quase sempre podem sair ao mar partindo deste ponto, quando pela ressaca é isso impraticável em outra qualquer paragem da costa.”

Marino Franzini, em 1812 – [1]

4.1. INTRODUÇÃO

Como já referido, o objectivo deste relatório é apresentar um projecto de uma nova configuração para o quebramar norte do Porto de Leixões, capaz de proteger o porto e o terminal de petroleiros, de uma forma mais segura que a actual protecção marítima, reduzindo alguns dos problemas actualmente existentes referidos no capítulo anterior.

Optou-se por uma solução em cais contínuo para que, caso se ache necessário, seja possível instalar um outro cais petroleiro. Opta-se também por manter o antigo quebramar submerso até à cota aproximada de +0,00 m (ZHL), de forma a permitir uma pré-rebentação, passando a profundidade de água de projecto de 21,0 m (profundidade caso não exista o antigo quebramar) em Praia Mar de Água Vivas (PMAV) para 5,00 m.

O quebramar anterior não possuía pré-rebentação, fazendo com que a altura de onda máxima fosse bastante elevada, rondando os 16,4 m, produzindo forças e galgamentos elevados em algumas situações. Desta forma a altura de onda máxima de projecto passará a ser de 3,9 m, auxiliando a estabilidade da estrutura principal. Este valor de altura de onda máxima é calculado através da equação (4.1): teoria de onda solitária.

$$H_{m\acute{a}x} = 0.78 \cdot d \quad (4.1)$$

em que $H_{m\acute{a}x}$ representa a altura de onda máxima de projecto e d a profundidade de água de projecto em PMAV.

Actualmente, para projecto, é considerado a diferença entre o nível de Praia Mar de Águas Vivas (PMAV) e Baixa Mar de águas Vivas (BMAV) de 4 metros, no caso de estudo é considerado o valor

de 5 metros devido a possíveis subidas de maré, variação de pressão atmosférica, e possível subida da altura de maré dentro da bacia formada pela nova estrutura e o antigo quebramar submerso, devido ao facto de a bacia sendo fechada não proporcionar difracção das ondas.

Apesar de nos desenhos em anexo a cota do coroamento do quebramar submerso apresentada ser igual a +1,00 m (ZHL), é admitido que este já sofreu alguns assentamentos desde a sua construção, pelo que nos cálculos e ao longo do relatório é sempre referida como cota do coroamento o valor de +0,00 m (ZHL).

A solução consiste também na retirada dos dois caixotões laterais, que servem apenas para amarração, mas mantendo o caixotão central de forma a evitar retirada ou movimentos das instalações de serviço aos barcos petroleiros existentes neste.

Uma descrição mais pormenorizada sobre a solução estrutural do quebramar é efectuada no ponto 4.4.2.

Para melhores resultados, foi efectuada uma pesquisa preliminar sobre cais petrolíferos utilizados em outros portos, de maiores e de menores dimensões que o do Porto de Leixões, com o objectivo de se saber o tipo de cais utilizado.

4.2. CAIS DE ACOSTAGEM PARA NAVIOS PETROLEIROS EM OUTROS PORTOS MARÍTIMOS

Um navio-tanque ou, muitas vezes referido como um petroleiro, é um navio projectado para o transporte de granel líquido. O navio-tanque é um navio muito especializado. Ele é projectado para lidar com cargas de granel líquido permitindo rápida carga e descarga.

Um petroleiro é utilizado para o transporte de hidrocarbonetos, nomeadamente petróleo bruto e derivados. Desde os finais do século XIX que são criados exclusivamente para este fim. Os petroleiros são, em média e no limite, os maiores navios que existem.

A maioria dos petroleiros de grande porte é, por isso, incapaz de atracar em portos convencionais, tendo que utilizar terminais específicos construídos em alto mar ou efectuar transfegas para navios menores, denominados *lifters*.

Devido ao facto de a informação relativa a cais petrolíferos ser pouca ou inexistente, utilizou-se a ferramenta *Google Earth* para obter algumas imagens aéreas, de forma a ser possível obter informações acerca da organização dos portos e suas características.

Os portos analisados foram os seguintes: Porto de Barcelona, Espanha; Porto de Génova, Itália; Porto de Roterdão, Holanda; Porto de Sines, Portugal; Porto de Rio Grande, Brasil; Porto de Fujairah; um dos sete Emirados que compõem os Emirados Árabes Unidos; porto de Singapura; porto de Shanghai, China; e Porto de Málaga, Espanha.

Estes foram analisados segundo os seguintes critérios: dimensões; localização geográfica (Mar Mediterrâneo, Oceano Atlântico, etc.) e grau de abrigo.

É importante referir que os portos localizados no Mar Mediterrâneo são menos solicitados pois não só a variação de maré é cerca de 10% da do Oceano Atlântico, como também o clima marítimo é menos energético.

4.2.1. PORTO DE BARCELONA, ESPANHA

O porto de Barcelona é criado como uma grande rede de equipamentos e serviços através da disseminação fora da região, acessível para os clientes e oferecendo globais porta-a-porta serviços logísticos – [11].

As instalações portuárias, além de ser um grande territorial e infra-estruturas económicas, servir de plataforma para este conjunto de centros de serviços (terminais portuários, a Logística Actividades Espaço, por via marítima terminais, terminais intermodais, depósitos, etc.), que tem global alcance e estão ligados por corredores de transporte multimodal – [11].

O porto de Barcelona é um porto de grandes dimensões, Fig. 4.1, e localiza-se no Mar Mediterrâneo, sujeito a acções marítimas menos significativas.

A Fig. 4.2 e Fig. 4.3 identifica o que na Fig. 4.1 está identificado como zona de navios petrolíferos, e pode-se observar que não existe um cais contínuo, mas sim um caixotão bastante semelhante ao utilizado pela APDL, onde se encontram instalações destinadas à admissão da carga que transporta. A zona encontra-se com um grau de abrigo elevado, pois situa-se completamente no interior do porto, e desta forma protegido contra a acção marítima, Fig. 4.1.

Já na Fig. 4.4, temos um exemplo de um cais contínuo, situado na zona de ligação entre o quebramar de taludes e o quebramar vertical, exposto às acções marítimas. A embarcação que se encontra atracada não é um navio petroleiro. Esta imagem pretende apenas ilustrar que existe um posto acostagem contínuo em águas mais profundas, Fig. 4.1.



Fig. 4.1: Porto de Barcelona. Panorâmica do Porto de Barcelona.



Fig. 4.2: Porto de Barcelona. Terminal de navios petroleiros – [11].

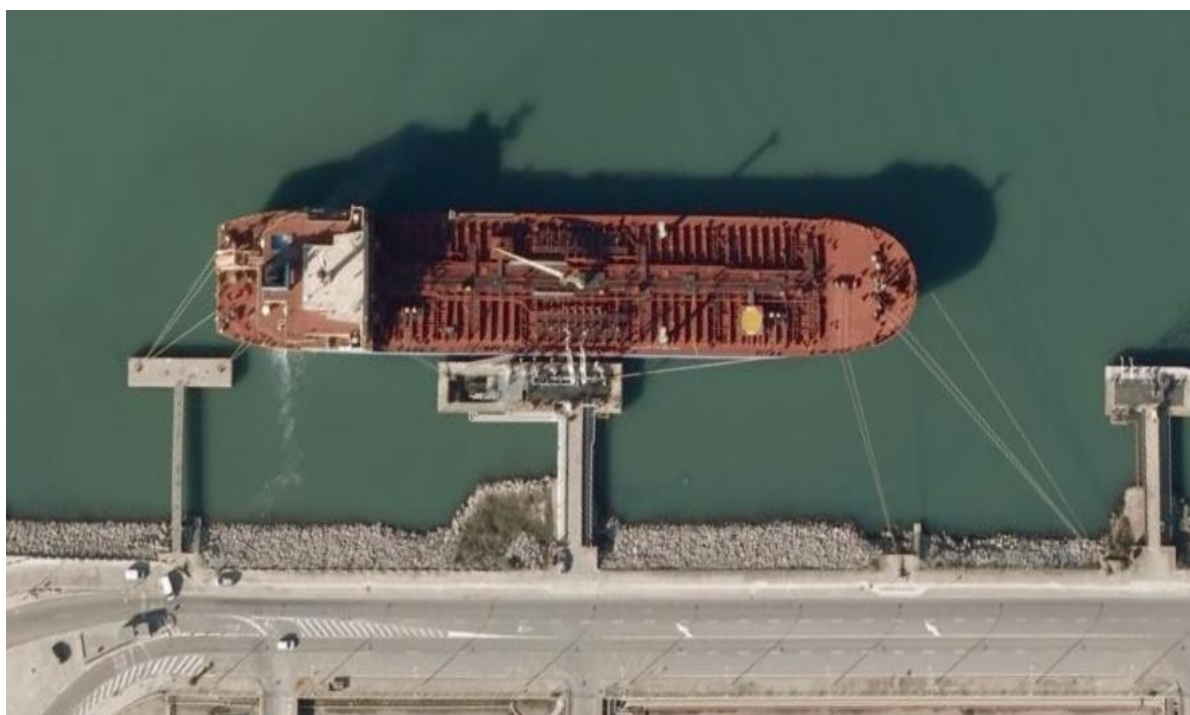


Fig. 4.3: Porto de Barcelona. Exemplo de cais de Petroleiros.



Fig. 4.4: Porto de Barcelona. Passagem de quebramar de taludes para quebramar vertical. Cais contínuo.

4.2.2. PORTO DE GÉNOVA, ITÁLIA

O porto de Génova é, em termos de tráfego e tamanho, o maior porto industrial e comercial italiano, em concorrência com Marselha no Mediterrâneo, e um dos mais activos em toda a Europa – [12].

O Porto de Génova é a saída natural para o mar da área mais industrializada da Itália do Norte e está em posição ideal para servir os mercados industriais e de consumo na Europa – [13].

O porto de Génova na ansiedade mais protegido do mar da Ligúria e abrange cerca de 500 hectares de superfície. Com 47 km de obras marinhas, incluindo 30 km de cais de sondagens operacionais a partir de 9 a 15 metros, com picos de 50 metros para super-petroleiros – [13].

O porto petrolífero de Génova é um dos maiores terminais de petróleo na Europa, o que representa uma chamada para o comércio preferencial com a África do Norte e do Mediterrâneo. É inserido no banco dos réus genovês, que, graças a uma posição geográfica privilegiada e à presença de uma eficiente rede de estradas e caminhos-de-ferro, está na função de abastecimento dos principais mercados na Europa Central – [14].

O terminal portuário abrange uma área total de 342.000 metros quadrados. E consiste de um cais de 400 m de comprimento e quatro molhes perpendicular à costa: *Alfa*, *Beta*, *Gama* e *Delta*. A estas abordagens é adicionado uma bóia e uma plataforma offshore. Este último, chamado de Ilha, está localizado a 1,7 milhas da costa, a uma profundidade de 50 metros e está ligado à terra por um gasoduto subaquático de 120 cm de diâmetro, que permite petroleiros até 500 mil toneladas fluxo – [14], Fig. 4.7.

Este porto é semelhante ao porto de Barcelona, na sua geometria e disposição de serviços, talvez por se situar em território marítimo semelhante, Fig. 4.5, e os seus cais petrolífero é também efectuado com recurso a caixotões, Fig. 4.6 e Fig. 4.7. Em toda a sua extensão pode-se observar que é protegido por um quebramar de estrutura vertical, o que faz com que as instalações petrolíferas deste porto estejam abrigadas das acções marítimas.

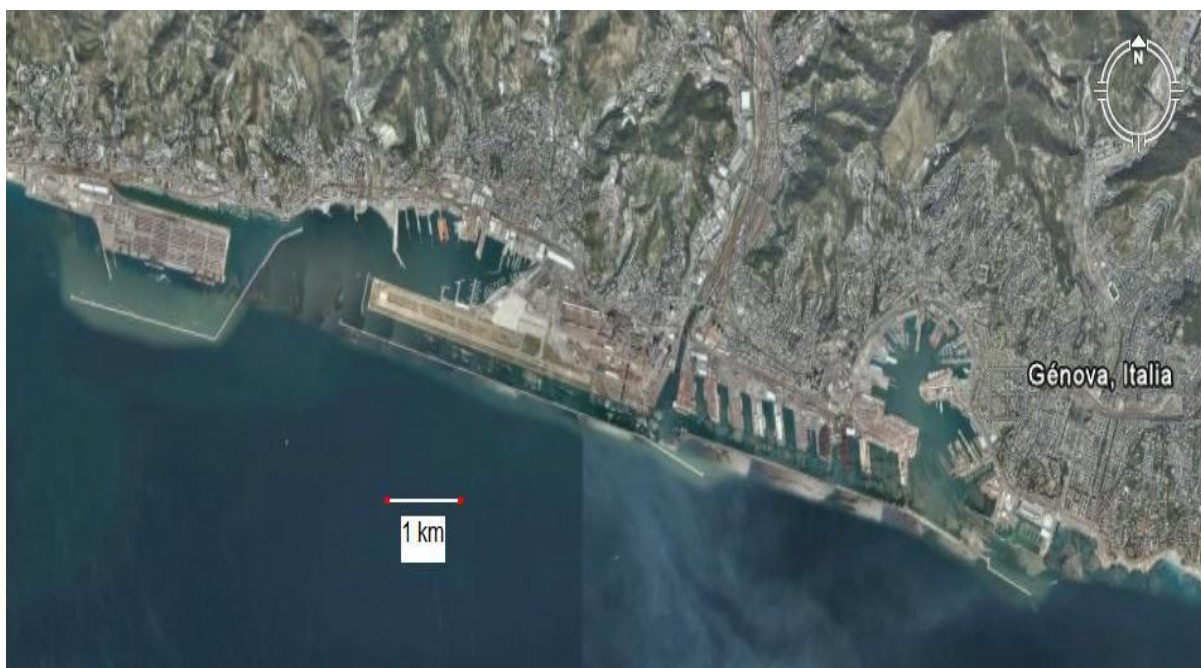


Fig. 4.5: Porto de Génova. Panorâmica do Porto de Génova.

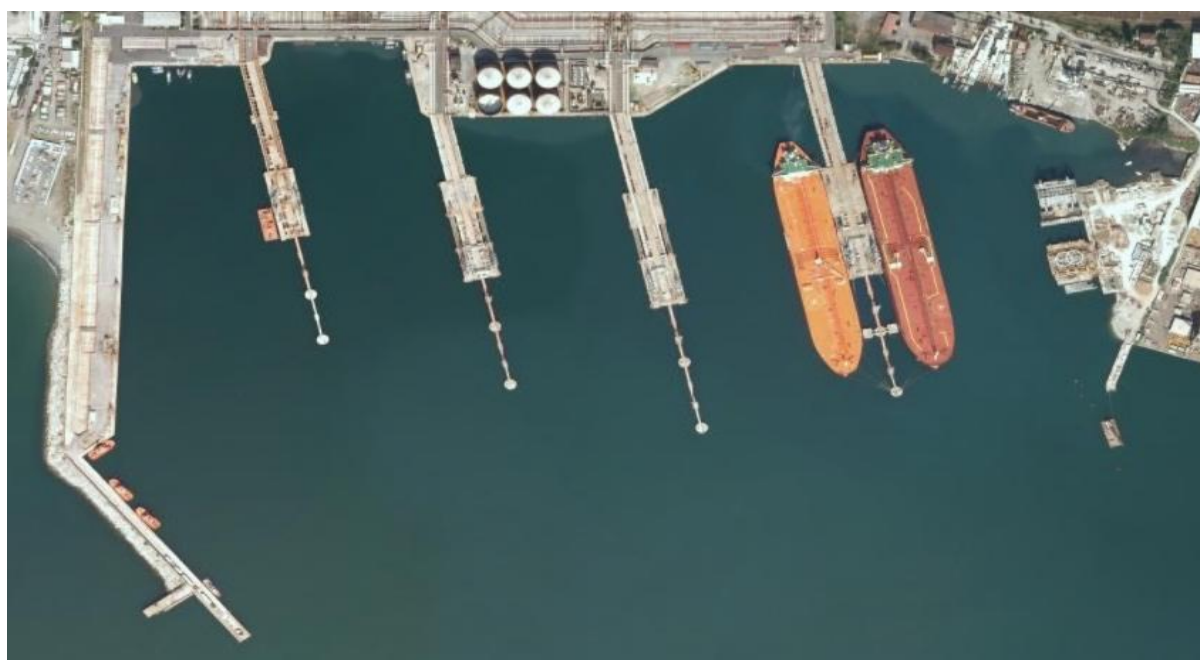


Fig. 4.6: Porto de Génova. Cais de navios petroleiros do porto de Génova (1).



Fig. 4.7: Porto de Génova. Cais de navios petroleiros do porto de Génova (2) – [14].

4.2.3. PORTO DE ROTERDÃO, HOLANDA

O porto de Roterdão é o maior porto marítimo da Europa, localizado na cidade de Roterdão, na Holanda do Sul, Países Baixos. De 1962 até 2002, foi o porto mais activo do mundo, agora ultrapassado pelos portos asiáticos como os de Singapura e o Xangai – [15].

Abrangendo 105 quilómetros quadrados, o porto de Roterdão agora estende-se por uma distância de 40 km, Fig. 4.8 – [15].

O mais importante para o porto de Roterdão são a indústria petroquímica e de carga geral. O porto funciona como um importante ponto de trânsito para o transporte de granéis e de outras mercadorias entre o continente europeu e de outras partes do mundo. A partir de Roterdão as mercadorias são transportadas por navio, barçaça fluvial, ferroviária ou rodoviária. As grandes refinarias de petróleo estão localizadas a oeste da cidade – [15].

Com uma capacidade anual de mais de 400 milhões de toneladas de mercadorias, Roterdão é de longe o maior porto marítimo da Europa – [16].

Roterdão tem sido um dos principais centros mundiais de petróleo e produtos químicos para algumas décadas. A sua localização estratégica e incomparável acesso aos mercados em toda

a Europa, levaram à criação de uma moderna e diversificada cluster de petróleo e química actividades – [16].

O porto de Roterdão caracteriza-se também por acções marítimas mais significativas.

Este porto tem numerosos postos de acostagem de navios petrolíferos, completamente protegidos contra as acções marítimas, pois encontram-se no interior do porto. Em nenhum local do porto é utilizado um cais contínuo para acostagem de navios petroleiros, ou outros, sendo sempre utilizados plataformas como a da Fig. 4.9.

Na Fig. 4.10 é utilizada uma plataforma dupla, mas esta só é utilizada para portos de grandes dimensões que possuam bacias de rotação capazes de efectuar manobras em segurança, como é o caso deste.

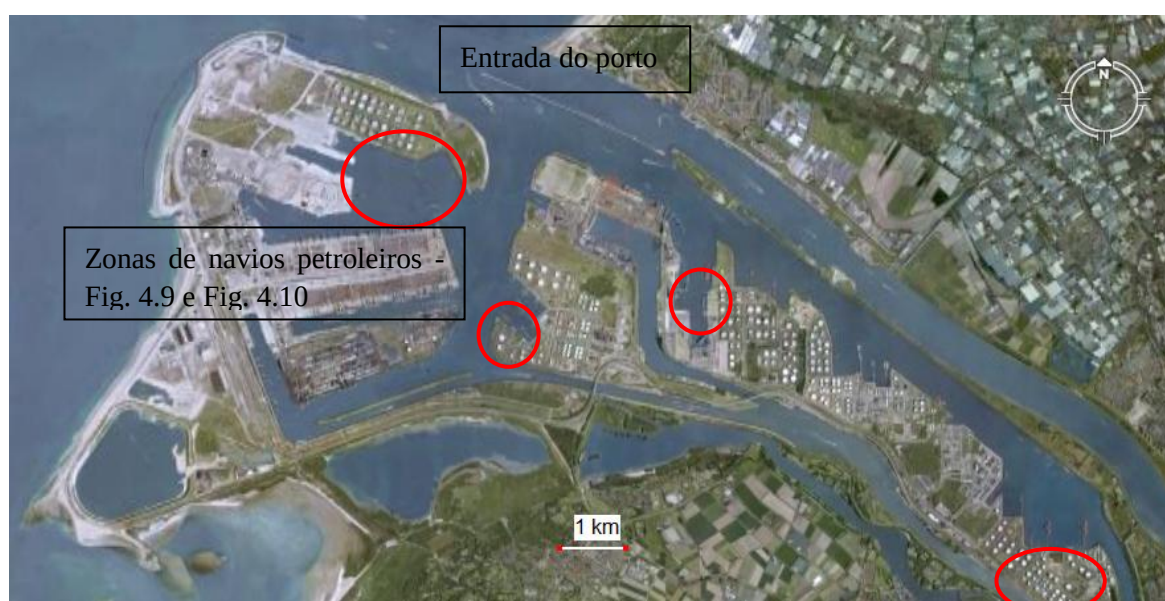


Fig. 4.8: Porto de Roterdão. Panorâmica do Porto de Roterdão.



Fig. 4.9: Porto de Roterdão. Plataforma para navios petroleiros.

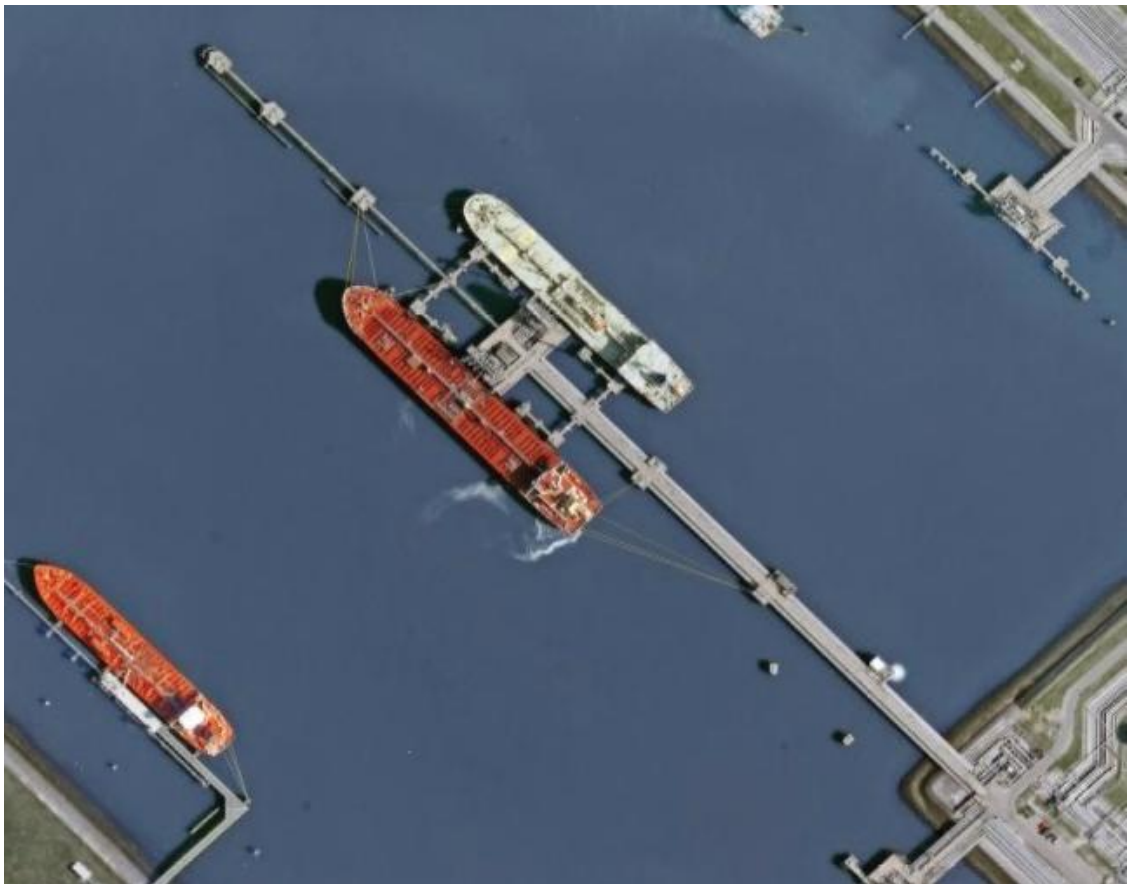


Fig. 4.10: Porto de Roterdão. Plataforma dupla.

4.2.4. PORTO DE SINES, PORTUGAL

O porto de Sines tem uma importância especial por se tratar de um dos maiores, e mais importantes, portos portugueses.

O porto de Sines é de todos os portos o mais semelhante a Leixões, por se encontrar também no Oceano Atlântico, e assim sofrer acções semelhantes, sendo a própria estrutura de defesa semelhante.

Este porto é um porto de águas profundas, de fundos naturais até -28 m (ZHL), com terminais especializados que permitem o movimento de diferentes tipos de mercadorias. Para além de ser o principal porto na fachada ibero-atlântica, devido às suas características geofísicas, é a principal porta de entrada de abastecimento energético de Portugal: gás natural, carvão, petróleo e seus derivados – [17].

Assim, são apenas analisadas as instalações do terminal de petroleiros, concluindo-se que, Fig. 4.12 e Fig. 4.14, é também utilizado um caixotão para a acostagem dos navios, e para as instalações necessárias.

O Terminal de Granéis Líquidos, inaugurado em 1978, é o maior terminal de granéis líquidos do país, concebido numa arquitectura de multi-cliente e multi-produto. Com seis postos de acostagem e fundos naturais até -28 m (ZHL), tem capacidade para receber navios de porte até 350.000 toneladas, e permite a movimentação simultânea de diferentes produtos (crude, refinados, gases liquefeitos e outros granéis líquidos) – [17].

Principais características: 6 postos de acostagem; Fundos até -28 m (ZHL); Navios até 350.000 toneladas; Principais Produtos Movimentados: Ramas, Refinados, LPG, Metanol e Nafta Química – [17].

Assim, são apenas analisadas as instalações do cais de petroleiros, concluindo que, como se vê na Fig. 4.12 e Fig. 4.14, é também utilizado um caixotão para a acostagem dos navios, e para as instalações necessárias.

Com a mesma orientação do quebramar, e as ondas a incidir com a mesma orientação que na estrutura do porto de Leixões, a estrutura de defesa é bastante diferente, e a sua cabeça também tem uma estrutura diferente.

Conclui-se assim que, apesar de sofrer as mesmas acções, com mesma direcção do quebramar, e sentido das ondas incidentes, e terem sido construídos com uma diferença aproximada de 10 anos (porto de Leixões – 1966; porto d Sines – 1978), iguais condições de trabalho e materiais utilizados, possui uma estrutura de defesa diversa que apresenta melhores condições de estabilidade, Fig. 4.12 e Fig. 4.14.



Fig. 4.11: Porto de Sines. Panorâmica do Porto de Sines.

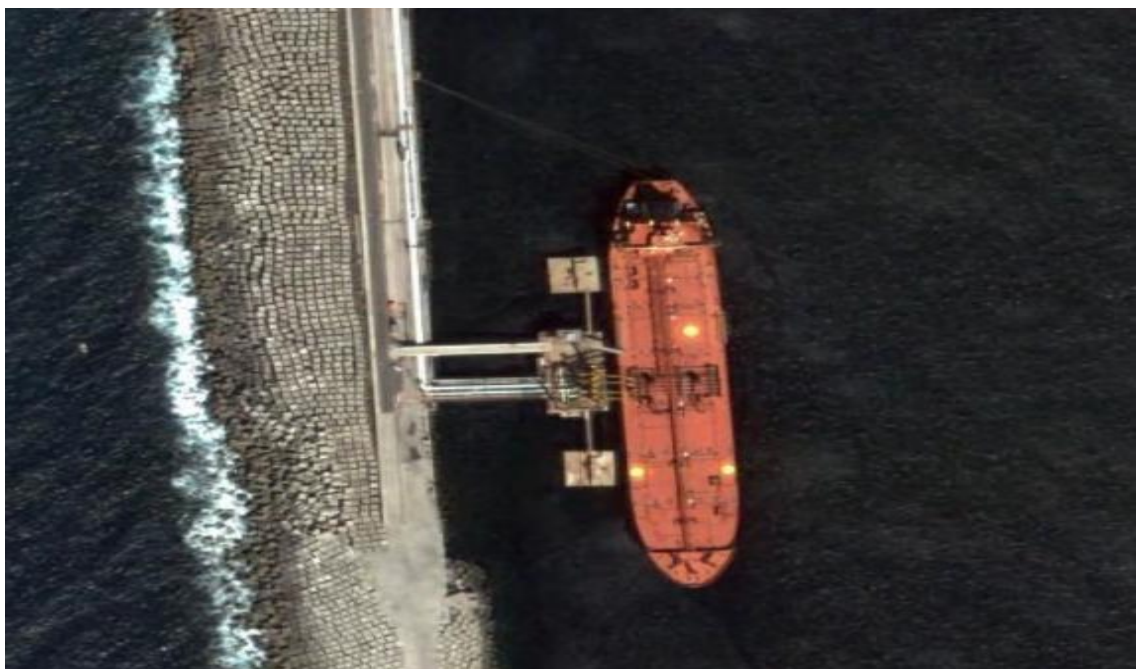


Fig. 4.12: Porto de Sines. Quebramar e Caixotão de acostagem.



Fig. 4.13: Porto de Sines. Cais de acostagem – [17].

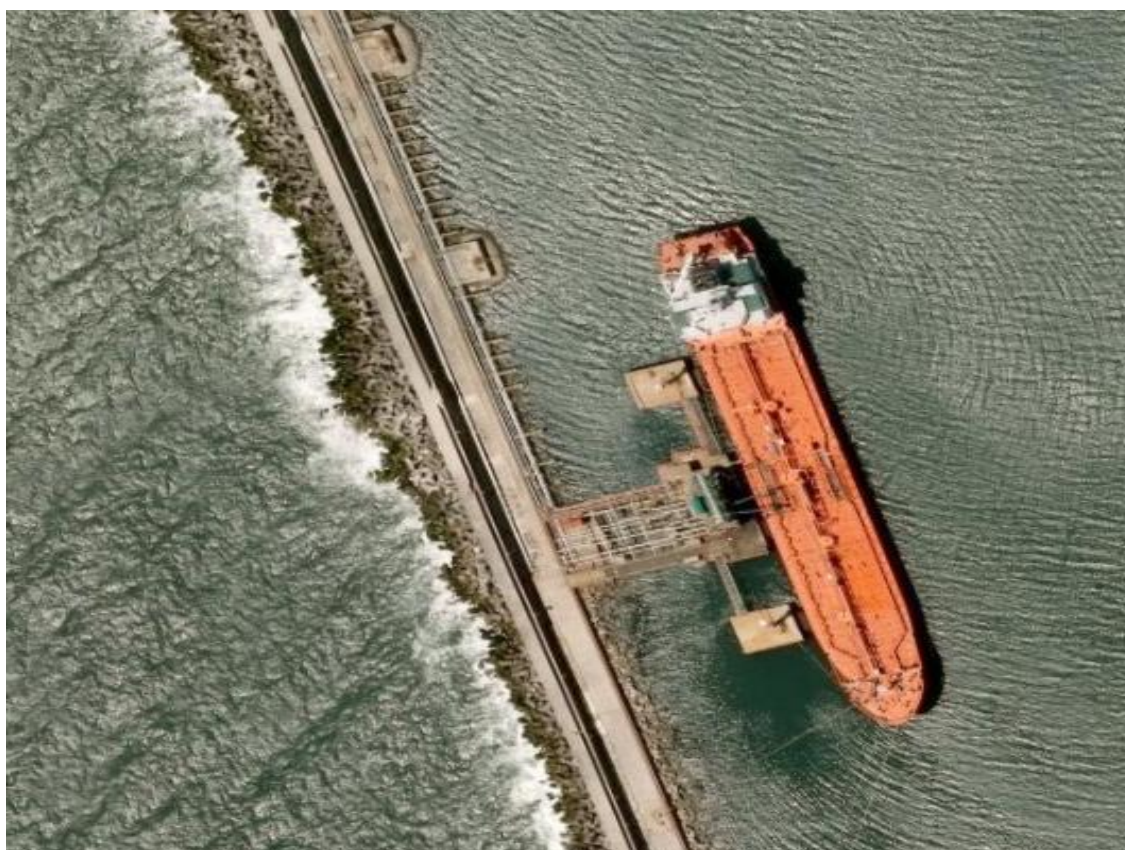


Fig. 4.14: Porto de Leixões. Quebramar e caixotão.

4.2.5. PORTO DE RIO GRANDE, BRASIL

O porto de Rio Grande localiza-se no Oceano Atlântico, trata-se também de um porto de grandes dimensões, e o primeiro porto não Europeu observado.

Este porto apresenta as seguintes características: Completa infra-estrutura operacional, com terminais especializados; Facilidade para multimodalismo, possibilitando qualquer operação de logística; Comprometimento com o meio ambiente; Total adaptação aos novos conceitos portuários internacionais; Localização com a maior profundidade do Atlântico Sul; Alta capacidade de expansão – [18].

O porto de Rio Maior é também, à semelhança do de Roterdão, um porto onde as suas instalações são protegidas por dois quebramares que protegem a entrada do porto. O objectivo da análise deste porto é saber o modo como foram organizadas as instalações do cais de navios petroleiros.

Assim, como nos mostra a Fig. 4.16, podemos observar que são utilizadas umas plataformas que ligam o cais a margem.

Este local trata-se também de uma zona segura a respeito da acção marítima, pois encontra-se bem no interior do porto, a cerca de 10 km da costa - Fig. 4.15.



Fig. 4.15: Porto de Rio Grande. Panorâmica do Porto de Rio Grande.



Fig. 4.16: Porto de Rio Grande. Suas instalações e cais de acostagem (1).



Fig. 4.17: Porto de Rio Grande. Suas instalações e cais de acostagem (2).

4.2.6. PORTO DE FUJAIRAH, EAU

O porto de Fujairah está situado na costa leste dos Emirados Árabes Unidos (EAU), cerca de 130 km do Estreito de Hormuz- [19].

O porto de Fujairah com a sua localização estratégica na costa Leste EAU, no cruzamento de linhas de transporte marítimo entre o Oriente e o Ocidente é uma das instalações vitais do Emirado. Oferece uma plataforma importante para as suas actividades para os mercados do subcontinente indiano e no Leste de África – [19].

Este porto apresenta algumas características significativas para o estudo: 1,4 km do cais contínuo e dragadas de 15 metros. Num dos seus cais existe um pequeno refugio onde existe um cais petrolífero contínuo de águas profundas, e a norte deste existe ainda instalações petrolíferas a cerca de 1 km da costa, Fig. 4.18.



Fig. 4.18: Porto de Fujairah. Panorâmica do porto de Fujairah.



Fig. 4.19: Porto de Fujairah. Ilustração do cais contínuo do porto de Fujairah.

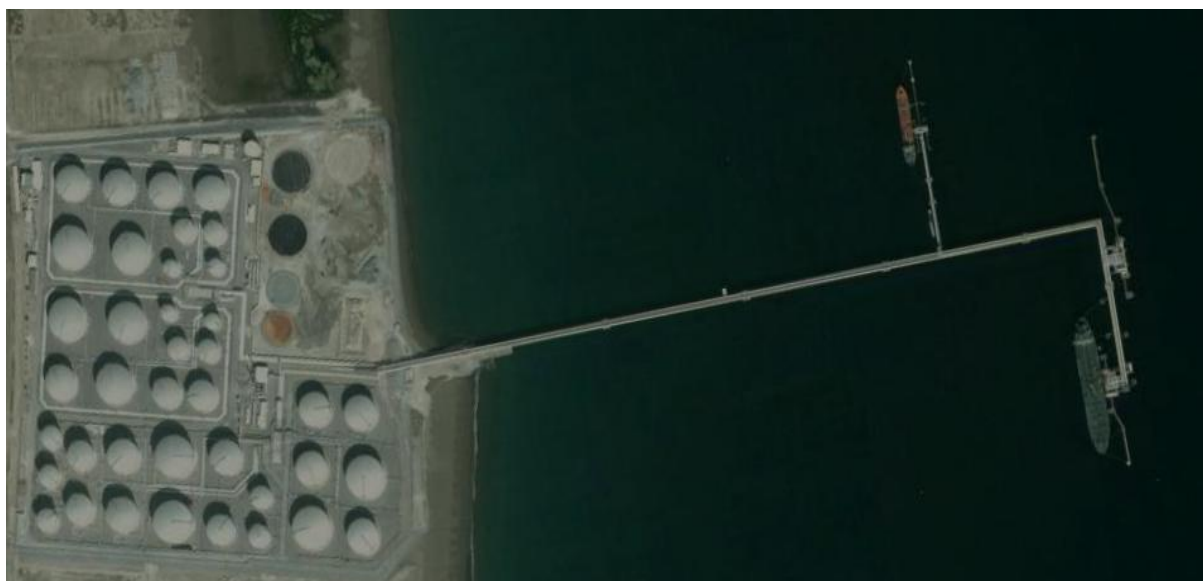


Fig. 4.20: Porto de Fujairah. Ilustração do cais isolado de Fujairah.

4.2.7. PORTO DE SINGAPURA

O porto de Singapura foi o porto mais movimentado do mundo em termos de transporte marítimo, quando em 2006 foi ultrapassado pelo porto de Shanghai.

Trata-se de um porto de grandes dimensões e todo o seu interior protegido por estruturas marítimas. Apresenta vários cais petrolíferos que varia a sua configuração dependendo da dimensão do navio, Fig. 4.21 e Fig. 4.22.



Fig. 4.21: Porto de Singapura. Cais de navios petroleiros com caixotões.

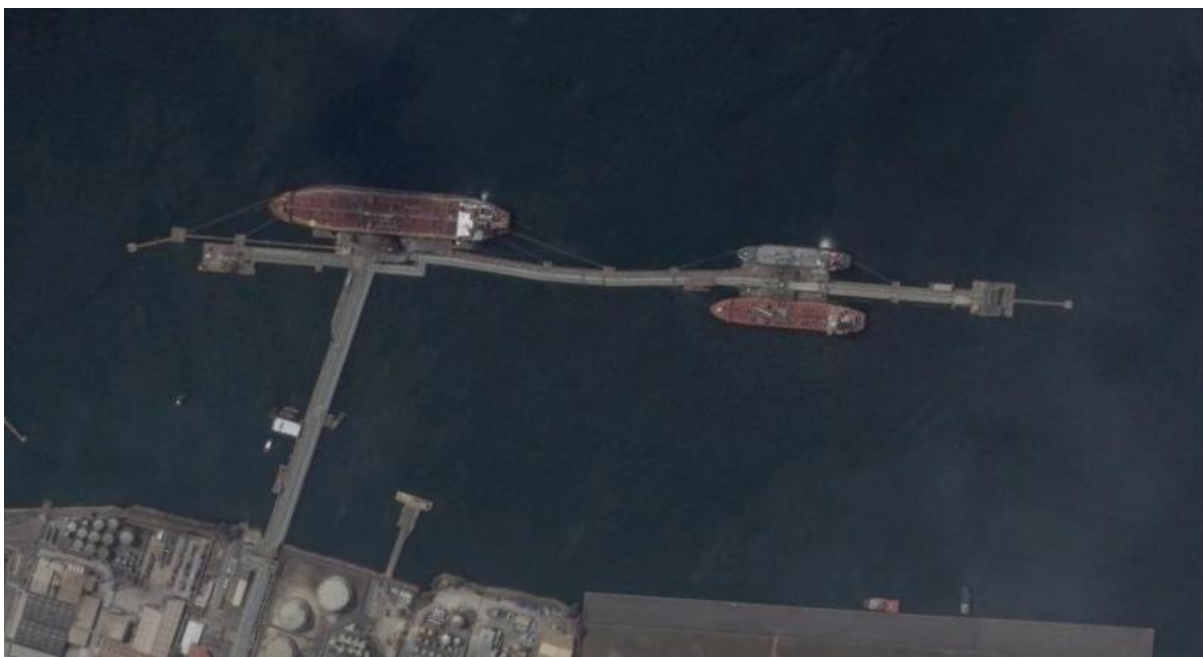


Fig. 4.22: Porto de Singapura. Cais de navios petroleiros contínua isolada.

4.2.8. PORTO DE SHANGHAI, CHINA

O porto de Shanghai, situada nas proximidades de Shanghai, compreende um porto de mar profundo e de um porto fluvial. Em 2006, com um total de 537 milhões de toneladas de carga transportada, tornou-se do mundo movimentados pelo porto de carga tonelagem pela primeira vez.

O porto de Shanghai utiliza estruturas isoladas para cais de navios petrolíferos, Fig. 4.23, sendo um porto isolado, protegido pelas ilhas q se situam à sua frente, e situado no Mar da China.

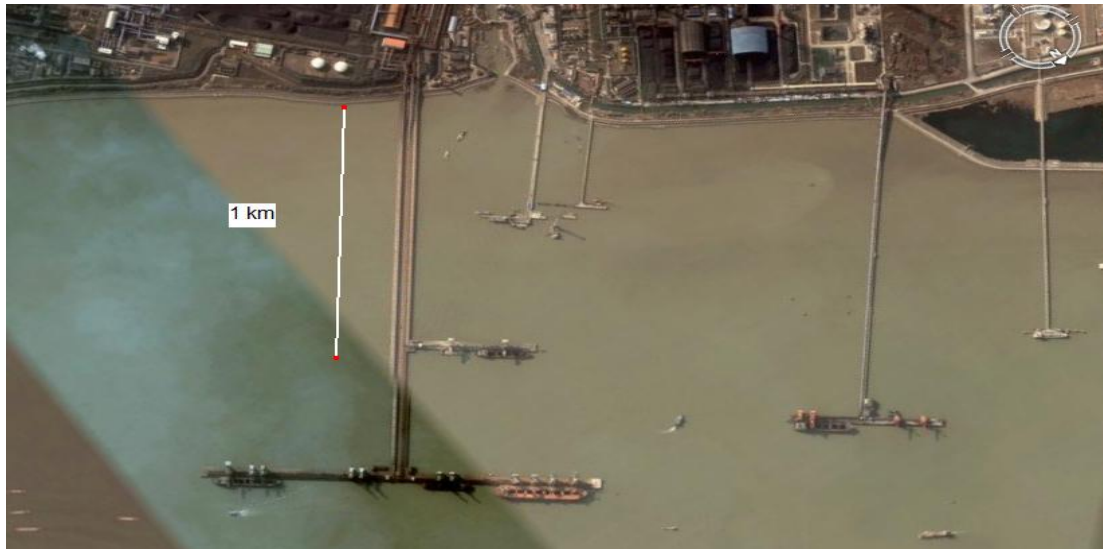


Fig. 4.23: Porto de Shanghai. Cais de navios petroleiros.

4.2.9. PORTO DE MÁLAGA, ESPANHA

O porto de Málaga, Fig. 4.24, foi apenas observado porque possui um cais contínuo sensível às acções marítimas, e pelo tipo de quebramar utilizado, relativamente exposto.

O porto de Málaga é um porto de passageiros, de cruzeiros, de contentores, veículos, e barcos pesqueiros. Localizando-se no Mar Mediterrâneo, não está sujeito às mesmas condições de agitação que o porto de Leixões, sendo que a análise se remete apenas ao quebramar vertical que este porto possui como cais contínuo destinado a terminal de passageiros, Fig. 4.25.



Fig. 4.24: Porto de Málaga. Panorâmica do Porto de Málaga.

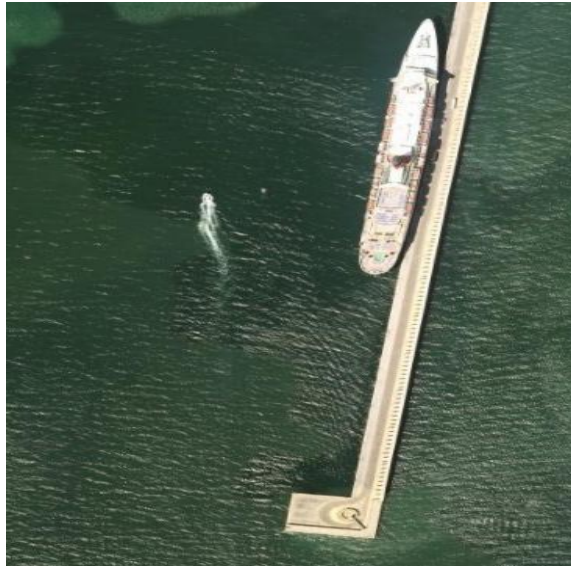


Fig. 4.25: Porto de Málaga. Quebramar vertical.

4.2.10. CONCLUSÕES

Quadro 4.1: Resumo dos portos estudados.

Porto	Localização		Dimensões	Cais de acostagem	Grau de abrigo
	<i>País</i>	<i>Mar/Oceano/Golfo</i>	<i>Escala de 1 (menor) a 5 (maior)</i>	<i>Caixotão ou Contínuo</i>	<i>Escala de 1 (menos) a 5 (mais)</i>
Leixões – porto de referência	Portugal	O. Atlântico	3	Caixotão	3
Barcelona	Espanha	M. Mediterrâneo	4	Caixotão/ Contínuo	5
Génova	Itália	M. Mediterrâneo	4	Caixotão	5
Roterdão	Holanda	M. do Norte/O. Atlântico	5	Caixotão	5
Sines	Portugal	Atlântico	3	Caixotão	3
Rio Grande	Brasil	Atlântico	5	Caixotão	5
Fujairah	EAU	G. de Omã/M. Árábico	4	Contínuo	4
Singapura	Singapura	M. de Java/O. Pacífico	5	Caixotão/ Contínuo	5
Shanghai	China	M. da China	4	Contínuo	5
Málaga	Espanha	Mediterrâneo	2	Contínuo	4

O grau de abrigo foi analisado com referência à localização do posto de acostagem dos navios petroleiros, analisando a distância entre o cais e o mar, e observando se o porto possui obras que permitam águas calmas dentro do porto.

Depois de terem sido analisados os vários aspectos dos nove portos, conclui-se que os portos utilizam maioritariamente um cais de acostagem não contínuo, utilizando um caixotão como cais onde se localizam as instalações para recepção dos graneis líquidos provenientes dos navios, mesmo em portos protegidos como o caso de Roterdão e Rio Grande. Completando esta informação, é importante também dizer que estes portos possuem um grau de segurança elevado, na medida em que a zona de navios petroleiros se situa no interior do porto, longe de zonas de solicitação das ondas.

Os cais contínuos são mais utilizados em portos onde as amplitudes de maré são mínimas, onde existe uma menor solicitação da agitação.

Este tipo de estrutura, quebramar vertical, é também empregado como primeiro obstáculo às acções sobre o porto, isto é, é muito utilizado como estrutura de protecção do porto quando a maré tiver as características descritas no parágrafo anterior.

Contudo esta análise não se esgota nos portos analisados, visto o seu número ser muito limitado.

Pode-se afirmar que a solução proposta poderá ser pioneira para cais em navios petroleiros em Portugal, e para portos onde as características marítimas se assemelhem ao do porto de Leixões, portos de mares profundos.

4.3. ALTERNATIVA PROPOSTA. PROJECTO

A solução alternativa proposta neste relatório é inspirada no quebramar destacado submerso existente no trecho final do quebramar actual, que serve de protecção à cabeça.

O quebramar visa dois objectivos principais: criar condições propícias ao processamento das operações portuárias e garantir a segurança dos navios que na bacia portuária procurassem refúgio. Complementarmente devem ser melhoradas as condições de permanência no porto, de forma a aumentar apreciavelmente o número de dias no ano em que as operações se façam em segurança, e deste modo aumentar o número de dias de operacionalidade do porto – [2].

A concepção da solução visa ainda atingir esses objectivos bem como custos de execução o mais reduzido possível, sendo que a opção por este tipo de quebramar resultou na comparação com soluções alternativas.

Esta solução original, não poderá ser considerada dimensionada sem o recurso a ensaios em modelo reduzido, mas, devido ao carácter do tipo de programa e tempo disponível, o projecto constitui um estudo prévio e foi executado apenas com recurso a processos analíticos de pré-dimensionamento e dimensionamento da obra, com vista a garantir a sua estabilidade.

4.3.1. TIPO DE SOLUÇÃO ADOPTADA

O tipo de solução adoptada consiste em actuar, de uma certa forma, sobre a ondulação marítima, o principal agente causador de danos na estrutura em estudo. Havia assim que quebrar a energia das ondas antes que elas atingissem a obra, baixando-a a tal ponto que a intensidade dos galgamentos do muro-cortina e a estabilidade da estrutura fosse tolerável. Para alcançar aquele objectivo, a alternativa proposta neste relatório consiste na construção de um quebramar vertical ao longo de toda a extensão

do quebramar actual, num comprimento total de 710 metros, no alinhamento do actual cais de acostagem do posto A, para que haja um tipo de acostagem contínua, mas mantendo o antigo quebramar submerso para que desta forma provocasse a pré-rebentação das ondas e consequentemente a dissipação de uma fracção importante de energia.

O maciço submerso deverá proteger toda a extensão da nova estrutura, de modo a aumentar a segurança da obra. A sua eficiência deverá reflectir-se não só na intensidade dos galgamentos, como também na estabilidade dos caixotões e na cabeça do quebramar.

Com base na experiência do comportamento muito satisfatório do quebramar submerso criado no trecho final do quebramar que serve de protecção às acções marítimas, efectuado pelo *Laboratório Nacional de Engenharia Civil* em 1993, o perfil do maciço de protecção reproduzirá, no essencial, aquele quebramar.

A construção desta solução poderá interferir com a operacionalidade do posto A por um período de tempo significativo no que diz respeito aos custos que este poderá causar, mas, para evitar esta situação, é apresentado um planeamento das obras a executar que poderá permitir a manutenção da operacionalidade do posto A, de forma a reduzir significativamente estes custos.

Sobra saber se a distância entre a nova estrutura e o novo quebramar, 60 metros, é satisfatória para se poder observar uma dissipação de energia de ondas considerável.

A resposta a esta indeterminação só poderá ser dada com recurso ao estudo efectuado na construção do maciço de protecção construído no extremo do quebramar. Os ensaios efectuados aquando a construção do maciço tinham por objectivo averiguar a influência da distância do maciço submerso ao quebramar e seleccionar a distância a instalar. Foram analisadas três distâncias, 40, 52 e 65 metros. O resultado dos ensaios mostrou que a distância óptima do maciço de protecção deveria ser de 52 metros.

O resultado dos ensaios evidenciaram que o maciço submerso proporcionava grande protecção à zona extrema do quebramar, aquela onde ocorriam os maiores e frequentes danos, que chegaram a atingir o nível de ruína parcial – [2].

Como fundamento da apreciação dos ensaios efectuados conclui-se que aquela solução dava garantias de boa protecção ao extremo do quebramar. Ela serviu por isso de base ao projecto de execução no presente relatório, e pode-se concluir que a distância de 60 metros entre o quebramar submerso e a nova estrutura conduziria a resultados semelhantes aos observados para o caso de estudo do maciço de protecção.

A Fig. 4.26 mostra os resultados dos ensaios efectuados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a colocação do quebramar submerso de defesa à cabeça do actual quebramar, permitindo concluir que a distância de 60 metros poderá resultar em resultados semelhantes a estes ensaios aquando ensaiado em laboratório.

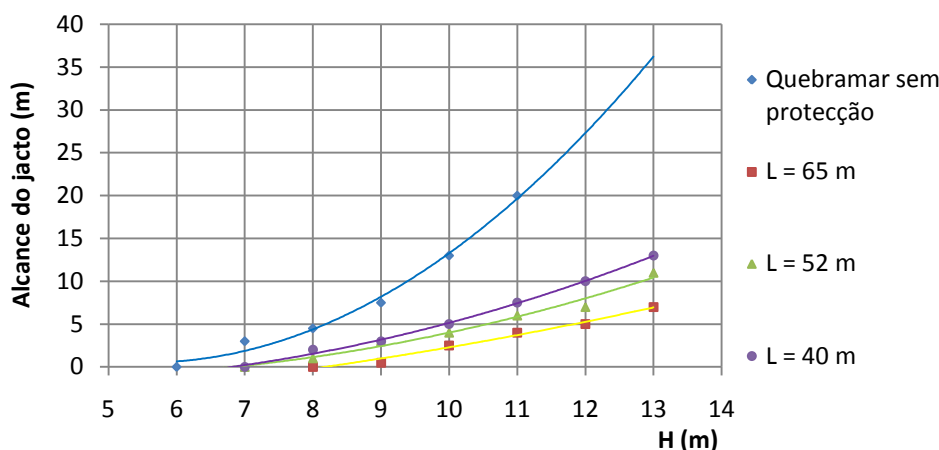


Fig. 4.26: Esquema representativo dos resultados dos ensaios em laboratório para as distâncias do quebramar submerso de protecção à cabeça do quebramar do porto de Leixões – [2].

4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO E DIMENSIONAMENTO DO QUEBRAMAR

O dimensionamento hidráulico de um quebramar requer uma especial atenção relativamente a vários parâmetros de cálculo que já foram realçados no capítulo 2. Destacam-se a selecção do tipo mais adequado de quebramar, o tipo de bloco a utilizar e seu peso, a configuração do quebramar, a determinação da agitação de projecto e, por fim, a verificação do pré-dimensionamento em modelo reduzido, que não será efectuada neste estudo – [4].

Como já referido no capítulo 2, o pré-dimensionamento inclui também as etapas onde é definida a implantação da obra, o comprimento e a cota do coroamento.

A função de um quebramar vertical é reflectir as ondas, enquanto a de um quebramar de taludes, construído com enrocamento ou blocos de betão, é de “dissipar” a energia das ondas, possibilitando a sua rebentação nos taludes – [4].

A proposta desenvolvida consiste num quebramar vertical em toda a sua extensão, mantendo o antigo quebramar submerso até a cota +0,00 m (ZHL), de forma a funcionar como estrutura de pré-rebentação e de defesa para a estrutura principal do quebramar. O antigo quebramar servirá também para complementar o projecto da cabeça, que, no seguimento do alinhamento do antigo quebramar, se irá construir uma nova cabeça de protecção com blocos cúbicos *Antifer* e desta forma provocar uma maior difracção das ondas antes de atingir o porto. Todos estes pormenores serão explicados nos pontos seguintes com recursos a imagens.

A conservar o antigo quebramar submerso permite reduzir a profundidade da água máxima de projecto, e assim também a altura máxima de onda de projecto.

Devido ao tempo disponível para este projecto não foi efectuada um estudo pormenorizado da solução face à natureza do mesmo, tendo sido analisados apenas os seguintes aspectos:

1. Acção do mar;
2. Solução estrutural para o cais, que engloba a determinação da largura do cais de acostagem;
3. Serviços de apoio aos navios petrolíferos;
4. Avaliação da energia de acostagem do navio petroleiro do navio de projecto;
5. Pré-dimensionamento dos caixotões do quebramar vertical.

4.4.1. ACÇÃO DO MAR

Nas acções marítimas são consideradas as forças que a onda de projecto exerce sobre a estrutura bem como a sua direcção.

A incidência das ondas é maioritariamente de Noroeste, mas ocorrem ondas vindas de Oeste e Sudoeste, embora com percentagens de ocorrência reduzida.

A maré em Leixões, à semelhança de todo o litoral português é do tipo semi-diurna, com amplitudes de aproximadamente 4 m em águas vivas e 1,2 m em águas mortas. Em projecto são tradicionalmente usados os valores de +4,0 m ZHL e 0,0 m ZHL, como valores máximos e mínimos da variação do nível da água devido a marés – [20].

Para o caso em estudo foi considerado o seguinte:

- Um nível de BMAV igual a +0,00 m (ZHL);
- Um nível de PMAV excepcional igual a +4,20 m (ZHL);
- Uma maré máxima meteorológica máxima de 0,80 m;
- Cota de coroamento do quebramar submerso: +0,00 m (ZHL);
- Incidência de projecção normal ao quebramar.

Com base nestas condições a profundidade de água máxima sobre o quebramar destacado é de 5 m (d), pelo que, aplicando a teoria de onda solitária ($H_{m\acute{a}x} = 0.78 \cdot d$), resulta em alturas de ondas máximas de 3,9 m.

4.4.2. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O local de implantação do novo cais de navios petroleiros encontra-se, como já dito no capítulo 1, na zona 1, tendo-se procurado criar uma solução tanto quanto possível autónoma dos restantes espaços e funções que existem no porto.

Nesta nova solução, como ideia base do projecto, será mantido apenas o antigo quebramar submerso que se encontra sob o actual a cota +0,00 m (ZHL), de forma a ser utilizado como uma estrutura de protecção à estrutura principal às acções marítimas.

Para evitar uma grande alteração ao modo como as instalações presentes estão dispostas, é mantido também o caixotão central que serve como posto de acostagem dos navios, retirando os outros dois caixotões laterais que servem para amarração dos navios, que passará a ser efectuada sobre o cais contínuo proposto, Anexo Figura A.4.1 e Figura A.4.2.

A implementação da nova estrutura será efectuada, e analisando a geometria da planta de implantação, segundo um alinhamento localizado, a cerca de 60 metros do antigo quebramar submerso.

A estrutura terá então a orientação do caixotão existente, implantada à cota -16,5 m (ZHL), com largura igual a 22 m em betão armado C35/45 segundo o Eurocódigo 3 e com enchimento em brita, sobre um prisma de regularização em enrocamento se necessário, ou selado directamente no solo. A face superior do prisma será devidamente regularizada com brita.

Será efectuada uma betonagem *in situ* no local do caixotão existente, com 8 m de largura e 30 m de comprimento (igual ao caixotão existente) e com as mesmas características do betão dos caixotões anteriores.

As paredes exteriores dos caixotões terão espessura normalizada de 0,30 m e as interiores de 0,20 m.

O comprimento dos caixotões referido é idêntico ao utilizado no molhe Norte da Foz do Douro, Fig. 4.27.

O dimensionamento da estrutura de betão armado não é efectuado neste estudo por se encontrar fora do seu âmbito.



Fig. 4.27: Caixotões utilizados na construção do molhe Norte da Foz do Douro.

No enraizamento da estrutura serão utilizados, 2 caixotões de comprimento 20 m e largura de 12 m implantados à cota de -10 m (ZHL) e 1 caixotão de comprimento igual a 20 m e largura de 15 m implantado à mesma cota, de forma a efectuar uma transição com a plataforma aí existente.

Um melhor enquadramento sobre a geometria geral dos caixotões a utilizar é efectuado no ponto 4.8.

A solução de 22 m de largura é excessiva relativamente ao necessário, mas é conservada devido às instalações petrolíferas que se irão manter. A largura de 22 m justifica-se então pois corresponde a 8 m para as instalações petrolíferas no posto A, 10 m para circulação ao longo do quebramar, e 4 m de largura média da nova super-estrutura. Daí a necessidade de reduzir a largura de forma a facilitar a ligação dos caixotões à zona 3, e facilitar a circulação das tubagens de ligação entre aos navios petroleiros e a PetroGal.

A largura do caixotão para as condições mencionadas no ponto anterior, de 15 m, permite efectuar uma transição para a zona de implantação de depósitos e a largura de 12 m, apesar de ser inferior à necessária, conta com esta zona como reforço, não havendo problemas com o deslize/derrube (ponto 4.4.5).

O troço final será materializado, também, com caixotões de largura 22 m e comprimento de 25 m implantados à cota -16,5 m (ZHL) até à cabeça do quebramar. Este por sua vez merecerá uma contextualização mais específica a descrever mais tarde (ponto 4.7).

Após o transporte e posicionamento dos caixotões, estes serão elevados até a cota +6,2 m (ZHL), cota do antigo caixotão a manter, e a partir desta cota será realizada a nova super-estrutura do caixotão, em

betão armado, que constituirá o apoio para as vigas em “T”. A super-estrutura dos caixotões terá uma altura de 6,80 m.

A cobertura dos caixotões será efectuada através de uma laje de 0,30 m betonada com betão C35/45 Eurocódigo 3 *in situ*.

Em cada um dos caixotões que compõem a estrutura do cais serão instalados, na secção central, um cabeço de amarração com capacidade de 1000 KN, e uma defesa elástica capaz de absorver uma energia de acostagem não inferior a 1728 KN.m (ver ponto 4.4.4).

Para estabelecer a ligação entre os caixotões serão utilizadas vigas em “T”, sobre as quais será realizada uma camada de solidarização e desgaste. Na frente acostável será construída uma viga longitudinal de secção rectangular.

O espaço entre o antigo quebramar e a nova estrutura será preenchido com o material já existente no quebramar antigo, até à cota -4,0 m (ZHL), ajudando na dissipação da energia das ondas.

O pré-dimensionamento será efectuado no ponto 4.4.5.

A estrutura final é apresentada em Anexo Figura A.4.1. em corte perfil, e Anexo Figura A.4.2. em planta. O Anexo Figura A.4.3 apresenta o bloco final actual e de projecto em perfil, o Anexo Figura A.4.4 representa a cabeça do quebramar, situação a dimensionar no ponto 4.7, e os Anexos Figuras A.4.5 e A.4.6 apresentam os desenhos finais dos caixotões. O Anexo Figura A.4.7 apresenta o pormenor dos cais de navios e do enraizamento dos caixotões.

4.4.3. SERVIÇOS DE APOIO AOS NAVIOS PETROLEIROS

Os serviços de apoio aos navios petroleiros que utilizam o posto A do porto de Leixões serão realizados através da nova estrutura, onde será criada uma galeria, de secção rectangular, sob a plataforma geral a instalar. Tanto o abastecimento ao navio como a captação dos graneis líquidos do navio serão efectuados por tubos idênticos aos existentes, abastecimento de água e electricidade ao navio, e instalados nesta galeria. Será também realizada uma plataforma no caixotão existente que ligará a galeria às instalações petrolíferas. Anexo figura A.4.1.

O estudo destas infra-estruturas não é objecto de estudo no presente relatório.

4.4.4. AVALIAÇÃO DA ENERGIA DE ACOSTAGEM DO NAVIO PETROLEIRO DE PROJECTO

Uma defesa é uma estrutura capaz de oferecer resistência aos impactos dos navios. Estes impactos transmitem uma certa energia que terá de ser absorvida pela defesa, de forma a reduzir a energia de acostagem do navio, transmitindo mais segurança à estrutura de acostagem. Existe uma grande quantidade de defensas que se poderão utilizar, todas elas com características diferentes, as defensas consideradas neste projecto são do tipo elásticas modelo *Fentek SCN 1400*, Fig. 4.28 – [21]. Poderá também ser usado, caso seja necessário, defensas de duplo impacto, Fig. 4.29.

A selecção da defesa foi retirada do Anexo Quadro A.4.1 e denomina-se *Super Cones Fender*.



Fig. 4.28: Defesa elástica Fentek SCN 1400 – [21].

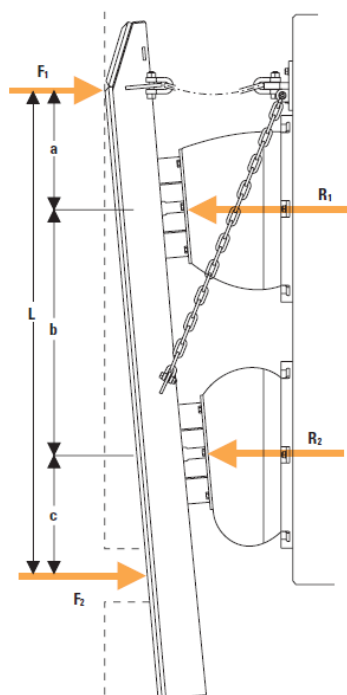


Fig. 4.29: Defesa de duplo impacto – [21].

O cálculo da energia de dimensionamento das defensas é realizado para a embarcação de projecto, definida como o maior navio que se prevê vir a utilizar a estrutura de acostagem. No Quadro 4.2 apresentam-se resumidamente as características do navio de projecto, que serviu de cálculo da energia para o dimensionamento das defensas, em que a embarcação de projecto foi o navio KORNATI.

Quadro 4.2: Características do Navio de Projecto - [22].

Nome	Comprimento de Loa (m)	Boca (m)	Calado (m)	Tipo	D.W.T.	Tonelagem (ton)
KORNATI	245,05	43	14,1	Navio-Tanque, N.D.	103.368	122.714

Em que D.W.T. significa “*Dead Weight Tonnage*” ou “Tonelagem de Peso Morto” que é a medida do peso que o navio está projetado para transportar (carga, passageiros, mantimentos, combustível, água etc.).

A energia a absorver por cada defesa, em condições normais de acostagem (E_d), será uma fracção da energia cinética associada ao navio em manobra de acostagem, que segundo o método cinemático clássico, pode ser determinada com base na seguinte expressão – [20].

$$E_d = \frac{1}{2}MV^2C_eC_mC_sC_c \quad (4.2)$$

em que E_d representa a energia em KJ, M a massa do navio de projecto – deslocamento em toneladas, V a velocidade de aproximação do navio, em m/s, C_e o factor de excentricidade, C_m o factor de massa virtual, C_s o factor de rigidez relativo ao casco do navio, e C_c o factor de configuração da estrutura de acostagem.

A velocidade de aproximação do navio é definida como a velocidade da embarcação imediatamente antes desta sofrer o primeiro contacto com a defesa, e é medida na direcção perpendicular à estrutura de acostagem, e dependerá da facilidade ou dificuldade da abordagem, da exposição do cais e do tamanho do navio. As condições são normalmente divididas em cinco categorias – [21], Quadro 4.3.

Quadro 4.3: Categorias de abordagem do navio – [21].

a	Fácil acostagem, abrigada
b	Difícil acostagem, abrigada
c	Fácil acostagem, exposta
d	Boa acostagem, exposta
e	Difícil acostagem, exposta

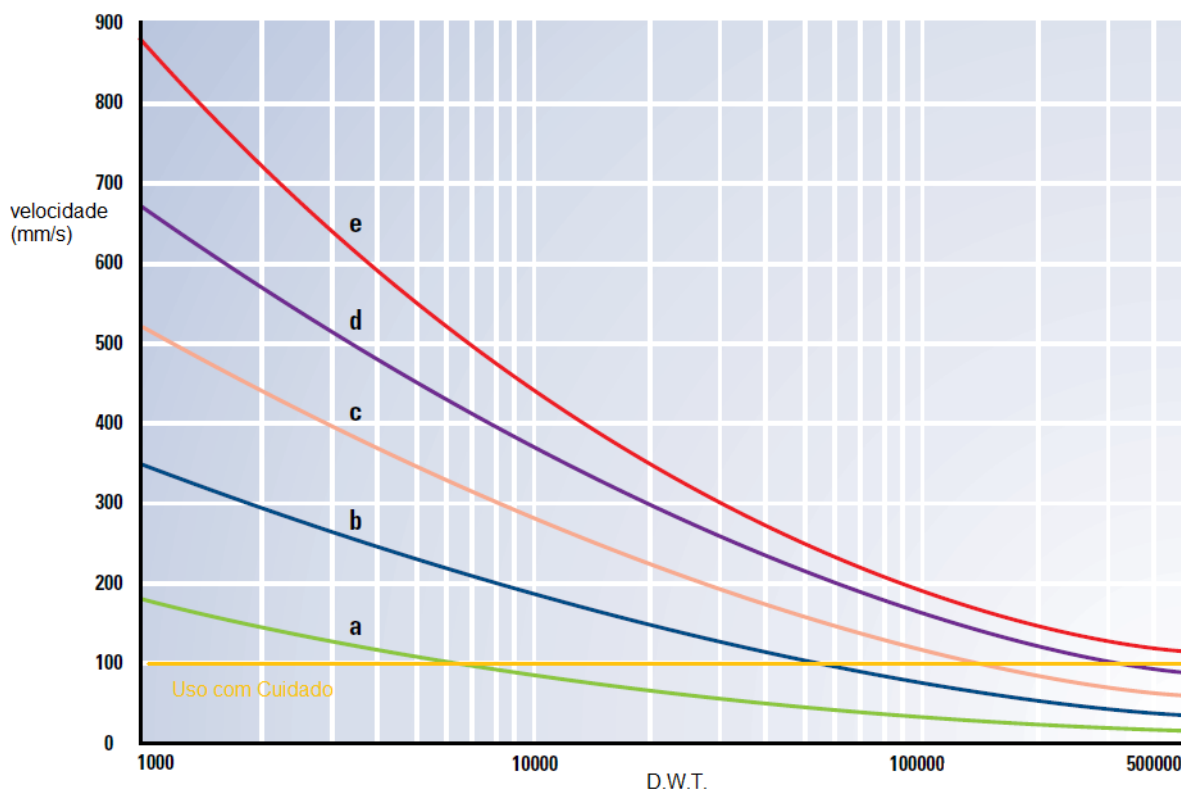


Fig. 4.30: Velocidades de acostagem – [21].

O *PIANC – The World Association for Waterborne Transport Infrastructure*, indica que, para uma boa atracagem e amarração de navios, é aconselhado que a velocidade de aproximação não seja realizada com uma velocidade abaixo de 0,15m/s, mas, por razões de segurança, é utilizada no cálculo de energia de acostagem uma velocidade de 0,12m/s.

Pela análise da Fig. 4.30 verifica-se que o navio de projecto, para condições de fácil acostagem, exposta, deverá ter uma velocidade perto da mesma.

O factor de excentricidade (C_e) está relacionado com a fracção de energia cinética que é dissipada durante o movimento de rotação do navio na manobra de acostagem. Na determinação deste valor considerou-se uma rotação de 12° e o ponto do primeiro impacto localizado a $0,25L_{\text{navio}}$ da popa do navio, utilizando-se duas defesas para a acostagem.

Para determinar o factor de excentricidade, deve-se em primeiro lugar calcular o raio de giração (K), a distância do centro de massa do navio até ao ponto de impacto (R) e do vector velocidade angular (γ).

A determinação deste factor é efectuada através da seguinte fórmula – [21].

$$C_e = \frac{K^2 + (R^2 \cos^2 \gamma)}{K^2 + R^2} \quad (4.3)$$

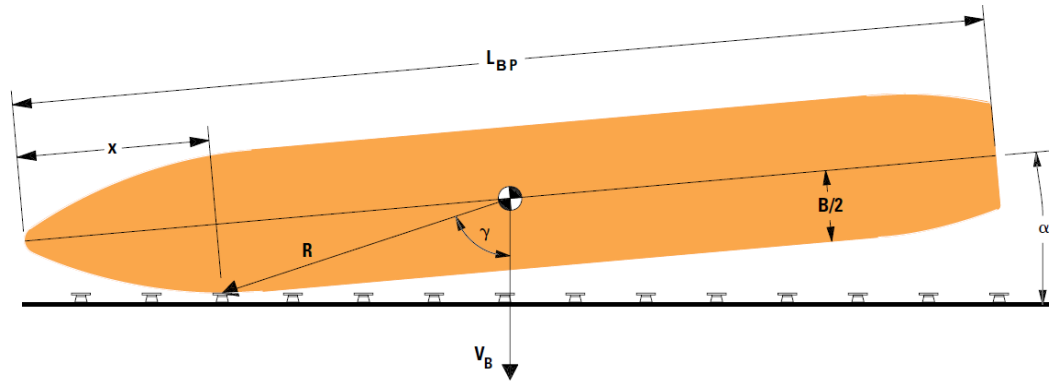


Fig. 4.31: Rotação e acostagem de um navio – [21].

 Quadro 4.4: Cálculo do valor de C_e .

$K = (0.19C_B + 0.11)L$	66,5 m
C_B (Navio-Tanque) – [21]	0,85
R	136 m
B	43 m
L	245,05 m
$x = L/4$	63,5 m
$\gamma = 90 - \alpha - \sin^{-1} \frac{B}{2R}$	20°
α	5°
C_e	0,9

O factor de massa virtual (C_m) está associado ao acréscimo da massa aparente do navio devido à massa de água que se desloca juntamente com este na manobra de acostagem. À medida que o navio está parado, a dinâmica da água continua a empurrar uma massa de água juntamente com o navio e isso aumenta a massa aparente do navio.

O método de *Vasco Costa* é o método mais utilizado pelos códigos de concepção e acostagem de navios em terra – [21], de acordo com a seguinte fórmula, e Fig. 4.32.

$$C_m = 1 + \frac{2D}{B} \quad (4.4)$$

 Quadro 4.5: Cálculo do valor de C_m .

D	14,1 m
B	43 m
C_m	1,66

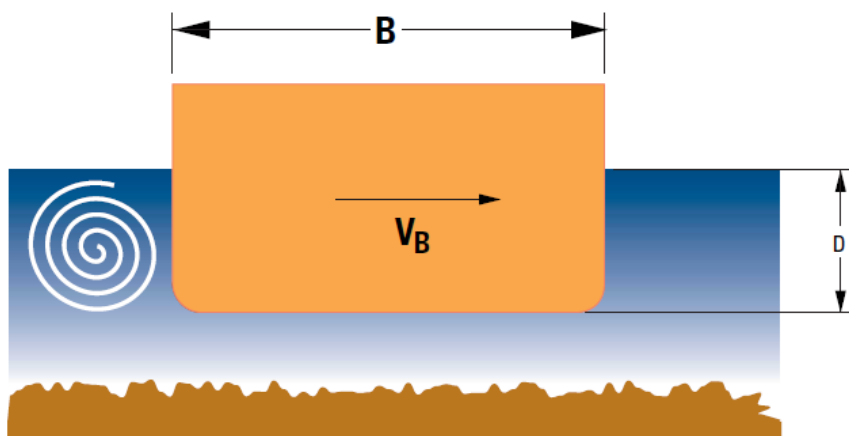


Fig. 4.32: Método de Vasco Costa – [21].

O factor de rigidez relativa do casco do navio (C_s) contabiliza a fracção da energia cinética que é gasta na deformação elástica do casco da embarcação sob efeito das pressões de contacto com a defesa, e depende da relação entre a rigidez da defesa e a rigidez do casco da embarcação – [21]. Para o presente relatório, e devido à utilização de defensas do tipo flexível, foi considerado este factor igual à unidade.

O factor de configuração da estrutura (C_C) está relacionado com o efeito de acumulação de água entre o navio e o cais. O valor de C_C também será afectado pelo ângulo acostagem do navio. Se esta for superior a cerca de 5 ° C_C deve ser tomado igual à unidade - [21]. Quer a estrutura de acostagem seja do tipo contínuo ou não, devido à amplitude do ângulo de acostagem, não é de esperar a criação de uma “almofada” de água entre a face do navio e o paramento vertical da estrutura, considerando-se então o factor de configuração da estrutura de acostagem também igual à unidade.

Devido à possibilidade de ocorrência de impactos anormais na defesa originados durante a acostagem do navio, de carácter excepcional, e de modo a garantir a segurança da estrutura resistente nestas condições, foi utilizado um factor de majoração (C_a) para E_d igual a 1,5 – [21].

É importante referir que este quebramar irá possuir câmaras de dissipação de energia de acostagem, de maneira a dissipar alguma dessas massas de água em movimento bem como as reflexões

A determinação de energia de acostagem de dimensionamento para o navio-tipo está apresentada no Quadro 4.6.

Quadro 4.6: Avaliação da Energia do Navio.

Tipo do Navio	Petroleiro
Nome do Navio	Kornati
Comprimento de Loa (m)	245,05
Calado (m)	14,1
Boca (m)	43
Deslocamento (ton)	122.714
D.W.T.	103.368
Velocidade (m/s)	0,12
Factor de excentricidade C_e	0,90
Factor de massa virtual C_m	1,66
Factor de rigidez C_s	1,00
Factor de configuração C_c	1,00
Factor de majoração C_a	1,50
Energia de defesa E_d (KJ)	1980,01

Uma nota importante é que, tratando-se de navios petroleiros, existe um cuidado especial com a avaliação da energia de acostagem, muito por causa do seu carácter ambiental de elevado nível, o que, devido a um erro, poderá a causar efeitos catastróficos.

O factor de majoração já assegura que a defesa a utilizar assegure uma maior segurança no momento de acostagem dos navios.

4.4.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CAIXOTÕES DO QUEBRAMAR VERTICAL

O pré-dimensionamento dos caixotões do quebramar vertical é efectuado por metro linear, e engloba a determinação das acções permanentes, que inclui o cálculo do peso do material utilizado na construção da estrutura; e a determinação das acções variáveis, isto é, sobrecargas, forças de acostagem e amarração dos navios, acção sísmica e acção do vento.

4.4.5.1. ACÇÕES PERMANENTES

As acções permanentes são divididas em dois subgrupos: peso próprio e impulsos.

a) Peso próprio

As acções permanentes incluem o peso próprio do betão armado – 25 KN/m³, o peso próprio do betão simples – 24 KN/m³, o peso próprio do aço – 78 KN/m³, o peso próprio da areia e do material de enchimento dos caixotões – 18 KN/m³, e o peso próprio da água – 10,25 KN/m³.

Para o cálculo das dimensões da estrutura foi utilizado um peso volúmico global de 19,4 KN/m³, que corresponde a 80% do peso volúmico do material de enchimento somado com os restantes 20% do peso volúmico do betão armado ($0.8 \cdot 18 + 0.2 \cdot 25 = 19.4$).

b) Impulsos da água e acção da agitação.

O processo de cálculo das forças que as ondas exercem sobre a estrutura é efectuado considerando ondas com rebentação, e constitui um processo iterativo, pois este tem como objectivo o cálculo das dimensões da estrutura (altura, largura e comprimento), de modo a que os factores de segurança ao escorregamento e ao derrube sejam superiores a 1,5 e 1,3 respectivamente, definido pelo Eurocódigo 7. A descrição do cálculo que se segue representa a solução final da solução, de maneira a que os factores de segurança sejam cumpridos.

Como foi referido em 4.4.1, os valores a considerar para o cálculo das acções marítimas de PMAV e BMAV são de +5,0 m (ZHL) e +0,0 m (ZHL), respectivamente.

Para o cálculo das acções das ondas, ou seja, das pressões da água, que se exercem na estrutura é utilizado o método de Goda – [10] – através das expressões (4.5) a (4.23), e com recurso à Fig. 4.33. No Quadro 4.7 estão apresentados os elementos base para o cálculo das respectivas acções P_1 , P_2 , P_3 e P_u .

Tal como efectuado no dimensionamento das hipóteses descritas no relatório do IHRH, foi também aqui utilizado três períodos diferentes de valor 13, 16 e 20 segundos.

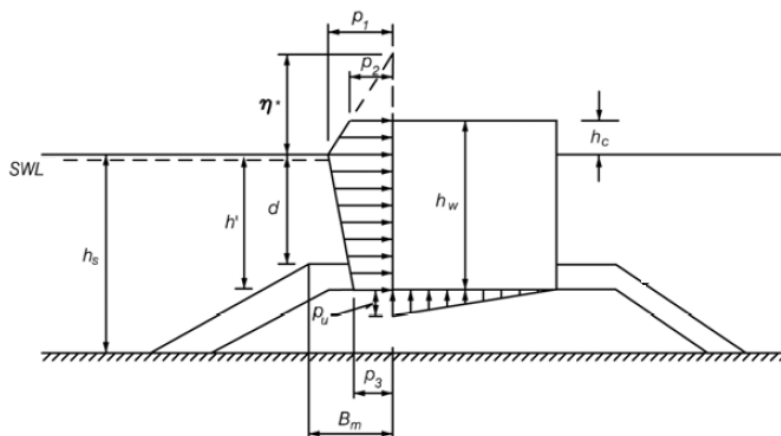


Fig. 4.33: Figura ilustrativa do método de Goda – [10].

Quadro 4.7: Elementos base para o dimensionamento do quebramar vertical.

T (s)	H _{Máx} (m)	L (m)	d (m)	h' (m)	h _c (m)	h _w (m)	5*H _{máx} (m)	h _b (m)	B _m (m)	B (m)	β (graus)
13	3,9	263,9	11	21,5	5	26,5	19,5	5	5	12	0
16	3,9	399,7	11	21,5	5	26,5	19,5	5	5	12	0
20	3,9	624,5	11	21,5	5	26,5	19,5	5	5	12	0

O comprimento de onda (L_0), em grandes profundidades, é calculado através da seguinte expressão:

$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2 \quad (4.5)$$

As equações utilizadas no método de Goda são as seguintes:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_{máx} \quad (4.6)$$

$$P_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_* \cos \beta^2) \rho_w g H_{m\acute{a}x} \quad (4.7)$$

$$P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) P_1 & \text{se } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{se } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (4.8)$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad (4.9)$$

$$P_u = 0.5(1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{m\acute{a}x} \quad (4.10)$$

em que:

$$\alpha_* = \alpha_2 \quad (4.11)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \frac{h_s}{L}}{\sinh(4\pi \frac{h_s}{L})} \right]^2 \quad (4.12)$$

$$\alpha_2 \text{ m\'ınimo entre } \begin{cases} \frac{h_b - d}{3 \cdot h_b} \left(\frac{H_{des}}{d} \right)^2 \\ \frac{2d}{H_{des}} \end{cases} \quad (4.13)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2 \cdot \pi \cdot \frac{h_s}{L})} \right] \quad (4.14)$$

Os valores λ_1, λ_2 e λ_3 s\~ao factores de modifica\~cao, dependendo do tipo de estrutura. Para uma estrutura convencional de parede vertical, estes factores t\~em valores iguais a 1, como o caso de estudo. Para outro tipo de estrutura, estes factores s\~ao dados atrav\'es de tabelas.

O valor de α^* modificado \'{e} dado por:

$$\alpha_* \text{ maior de } \begin{cases} \alpha_2 \\ \alpha_I \end{cases} \quad (4.15)$$

$$\alpha_2 \text{ m\'ınimo entre } \begin{cases} \frac{h_b - d}{3 \cdot h_b} \left(\frac{H_{m\acute{a}x}}{d} \right)^2 \\ \frac{2d}{H_{m\acute{a}x}} \end{cases} \quad (4.16)$$

$$\alpha_I = \alpha_{I0} \alpha_{I1} \quad (4.17)$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H_{m\acute{a}x}/d & \text{para } H_{m\acute{a}x}/d \leq 2 \\ 2 & \text{para } H_{m\acute{a}x}/d > 2 \end{cases} \quad (4.18)$$

$$\alpha_{I1} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & \text{para } \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot \cosh \delta_2^{1/2}} & \text{para } \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (4.19)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & \text{para } \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & \text{para } \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (4.20)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (4.21)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & \text{para } \delta_{22} \leq 0 \\ 3\delta_{22} & \text{para } \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (4.22)$$

$$\delta_{11} = -0.36 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (4.23)$$

em que $H_{\text{máx}}$, L_0 , d , h_s , h_b e B_m têm o significado indicado na Fig. 4.33.

É importante referir que o valor de h_c é atribuído em função do tipo de estrutura utilizada. Neste caso, tratando-se de um quebramar vertical, foi utilizada a fórmula de *Franco e Franco* – [10] – (5.24) para quebramares verticais de paredes permeáveis e impermeáveis, e ondas com rebentação, oblíquas, e longas.

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_s^3}} = 0.082 \cdot e^{\left(-3.0 \cdot \frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{1}{\beta \gamma_s} \right)} \quad (4.24)$$

Esta fórmula é de elevada importância pois é ela que define a altura a que deve estar o coroamento da super-estrutura de forma a minimizar o caudal de galgamento sobre a estrutura. O valor do caudal de galgamento é definido na Fig. 4.34, sendo o seu valor igual ou inferior a 50 l/s para pisos não pavimentados (*damage if promenade not paved, revetments, structural safety*) – [10].

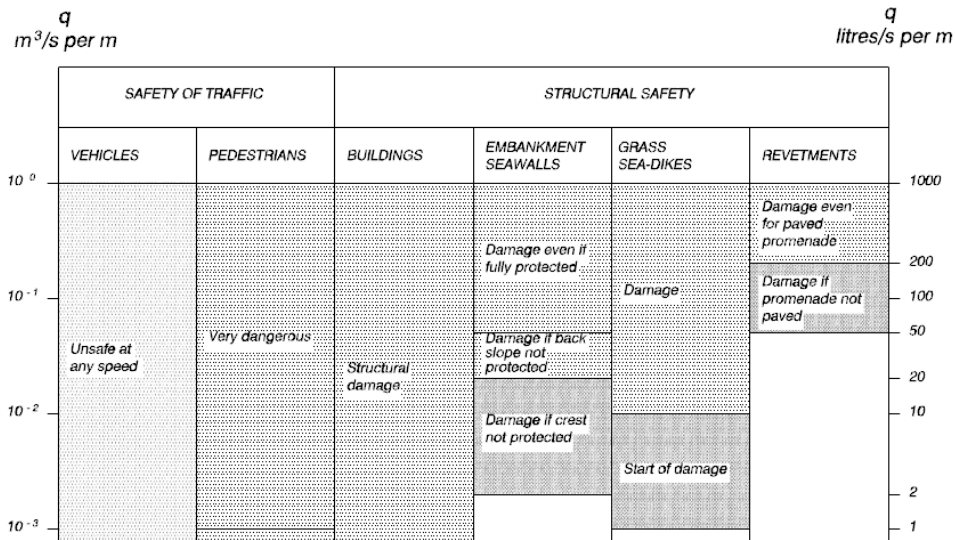


Fig. 4.34: Figura ilustrativa do limite de caudal de galgamento para a estrutura – [10].

Admite-se que o valor de R_c deverá ser inferior ao valor de η^* , caso contrário não existia caudal de galgamento.

Os valores das variáveis exibidas na fórmula (4.24) estão expressas no Quadro 4.8, Fig. 4.35 e fórmula 4.25.

Analisando esta figura e a Fig. 4.33, verifica-se que R_c representa o mesmo que h_c .

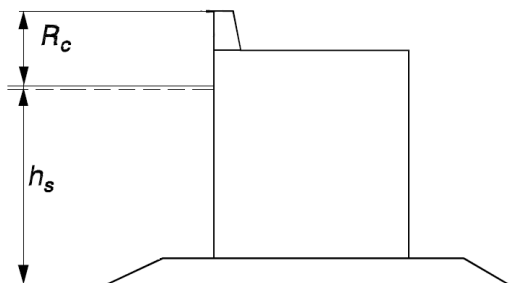


Fig. 4.35: Esquema representativo para cálculo do caudal de galgamento – [10].

Quadro 4.8: Valor de γ_s para o cálculo do caudal de galgamento, fórmula de *Franco e Franco* - [10].

Geometria da frente da estrutura	γ_s
Plano de parede impermeável	1.00
Plano de parede impermeável com deflector	0.78
Frente perfurada (20% da área) e convés	0.72 – 0.79
Frente perfurada (20% da área) e convés aberto	0.58

Os valores de γ_β e γ_s são dados através da seguinte expressão:

$$\gamma_\beta = \begin{cases} \cos \beta & \text{para } 0^\circ \leq \beta \leq 37^\circ \\ 0.79 & \text{para } \beta \geq 37^\circ \end{cases} \left| \begin{array}{l} \text{para ondas longas} \\ \text{para ondas curtas} \end{array} \right. \quad (4.25)$$

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 0.83 & \text{para } 0^\circ \leq \beta \leq 20^\circ \\ 0.83 \cdot \cos(20^\circ - \beta) & \text{para } \beta \geq 20^\circ \end{cases}$$

Quadro 4.9: Dados e resultados do cálculo do caudal de galgamento.

H_{des}	R_c	γ_β	γ_s	q	
				m^3/s	l/s
3,9	5	1	1,00	4,23E-02	42,255

Como já foi referido no ponto 4.4.2, a estrutura instalada está sobredimensionada, devido a condições estruturais e de instalações de serviços impostos, sendo seguidamente apresentada a solução para os elementos de base fornecidos.

Apesar do cálculo anterior ter conduzido a uma cota máxima da super-estrutura igual a +10,0 m (ZHL), é considerado o valor de cota de +13,0 m (ZHL), devido ao facto de a fórmula utilizada ser a

que mais se aproxima, mas não a mais exacta e assim o valor considerado se encontrar do lado da segurança, e atendendo também que o valor actual é igual a +15,0 m (ZHL), e também por melhor se adaptar à geometria da nova super-estrutura, não a tornando demasiado esbelta.

Procede-se de seguida com o cálculo da geometria do quebramar vertical.

Quadro 4.10: Valores de cálculo resultantes e utilizados nas fórmulas de dimensionamento.

T (s)	H _{des}	αl0	δ11	δ1	δ22	δ2	αl1	αl
13	3,9	0,355	-0,707	-14,135	-1,651	-8,091	0,000	0,000
16	3,9	0,355	-0,725	-14,494	-1,644	-8,057	0,000	0,000
20	3,9	0,355	-0,737	-14,745	-1,639	-8,033	0,000	0,000

Quadro 4.11: Valores de cálculo resultantes e utilizados nas fórmulas de dimensionamento.

T (s)	λ1	λ2	λ3	α*	α1	α2	α3
13	1	1	1	0,000	1,091	-0,050	0,970
16	1	1	1	0,000	1,096	-0,050	0,987
20	1	1	1	0,000	1,098	-0,050	0,995

Quadro 4.12: Pressões de referência obtidas.

T (s)	η*	P ₁ (KN)	P ₂ (KN)	P ₃ (KN)	P _u (KN)
13	5,9	42,8	6,2	41,5	41,5
16	5,9	43,0	6,2	42,4	42,4
20	5,9	43,1	6,3	42,8	42,8

As pressões, induzidas pelas ondas original uma força horizontal, F_H, uma força de elevação, F_U, e uma redução do peso da estrutura vertical devido à flutuabilidade, F_G, e podem ser calculadas a partir das equações de *Goda* e *Takahashi* como se segue – [10], Quadro 4.13.

$$F_H = U_{FH} \left[\frac{1}{2} (P_1 + P_2) h_c + \frac{1}{2} (P_1 + P_3) h' \right] \quad (4.26)$$

$$F_U = U_{FU} \frac{1}{2} P_u B \quad (4.27)$$

$$F_G = \rho_c g B h_w - \rho_w g B h' \quad (4.28)$$

Quadro 4.13: Forças exercidas pela pressão das ondas.

T (s)	U _{FH}	U _{FU}	F _H (KN)	F _U (KN)	F _G (KN)
13	1	1	1028,1	311,1	3775,9
16	1	1	1040,9	318,1	3775,9
20	1	1	1046,8	321,3	3775,9

Os momentos correspondentes, com recurso às equações (4.29), (4.30) e (4.31), apresentam-se no Quadro 4.14

$$M_H = U_{MH} \left[\frac{1}{6} (2P_1 + P_3) h'^2 + \frac{1}{2} (P_1 + P_2) h' h_c + \frac{1}{6} (P_1 + 2P_2) h_c^2 \right] \quad (4.29)$$

$$M_U = U_{MU} \frac{1}{3} P_u B^2 \quad (4.30)$$

$$M_G = \frac{1}{2} B^2 g (\rho_c h_w - \rho_w h') \quad (4.31)$$

Quadro 4.14: Momentos exercidos pelas forças resultantes

T (s)	U _{MH}	U _{MU}	M _H (KN.m)	M _U (KN.m)	M _G (KN.m)
13	1	1	12648,5	3110,6	28636,2
16	1	1	12765,8	3180,5	28636,2
20	1	1	12819,8	3212,8	28636,2

Como se observa nos Quadro 4.13 e Quadro 4.14, bem como se esperaria, é para períodos maiores que resultam forças e momentos maiores, sendo que serão estes valores os utilizados para o cálculo dos factores de segurança.

4.4.5.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

As acções variáveis são divididas em sobrecargas, acostagem e amarração de navios, acção sísmica e acção do vento.

São consideradas para o dimensionamento **sobrecargas** de utilização uniformes de 30 KN/m², sobre o pavimento do cais e da plataforma da super-estrutura. É também considerado uma sobrecarga de veículos de três eixos equidistantes espaçados de 1,5 m, com uma carga transmitida por eixo de 250 KN/eixo – [20].

O tipo de defensas a instalar no terminal, como por exemplo as defensas cónicas com dois elementos e painel frontal protector, cilíndrica e pneumática, depende, entre outros factores, da força de **acostagem dos navios** sobre a estrutura.

No estudo de *Revitalização do Molhe Sul e Espaços Adjacentes* foi considerado um navio de passageiros com uma força de acostagem de 6000 KN, e força de amarração de 1000 KN para um caixotão de 20 m de comprimento, que resulta numa energia de acostagem de 840 kj. Na análise efectuada no presente estudo foi considerada uma reacção transmitida ao caixotão de 600 KN/m e uma força de amarração de 100 KN/m por cabeço de amarração. Estes valores representam o dobro dos valores utilizados no estudo anteriormente referido por metro linear, porque a energia do navio petroleiro, apesar de não ser exactamente duas vezes superior (1.980,01 kj; 2,3 vezes superior), aproxima-se deste.

A estrutura de acostagem está localizada na **zona sísmica D** ($\alpha=0.3$) e considerou-se o terreno, no que diz respeito à sua natureza, do tipo II. O cálculo dos esforços devido à actuação do sismo foi realizado utilizando um método simplificado de análise estática, que consiste em aplicar em cada direcção um

sistema de forças igual a 0.22α das cargas correspondentes às massas interessadas. Para a direcção vertical, os valores dos sistemas de forças referidos foram reduzidos a um terço – [20].

A grandeza da **acção do vento** sobre a estrutura é desprezável, comparativamente às restantes solicitações sobre a estrutura – [20].

Adicionalmente à acção directa do vento sobre a estrutura de acostagem há a considerar também a acção do vento sobre o navio, que é transmitida à estrutura através das amarrações e defensas – [20].

Na avaliação da acção do vento sobre o navio considerou-se, como já foi descrito no ponto 4.4.4, o navio de projecto KORNATI - [22].

O valor da força resultante da acção do vento sobre o navio (R_v) pode ser calculado através da fórmula seguinte:

$$R_v = \frac{\rho_a}{2g} C_v V_v^2 (A_T \cos \theta^2 + A_L \sin \theta^2) \quad (4.32)$$

As componentes segundo as direcções transversais e longitudinais do navio podem ser obtidas por aplicação das seguintes expressões:

$$\begin{cases} \tan \Phi = \frac{A_L}{A_T} \tan \alpha \\ F_{LV} = R_v \cos \Phi \\ F_{TV} = R_v \sin \Phi \end{cases} \quad (4.33)$$

O valor da velocidade do vento a considerar depende, entre muitos factores, dos critérios de exploração definidos pelo terminal, nomeadamente se se permite o navio acostado ao terminal em qualquer altura – [21].

No presente estudo procedeu-se à avaliação da acção do vento sobre o navio de projecto para três velocidades (80 km/h, 100 km/h e 120 km/h). Mas, e como se esperava, é para uma velocidade de 120Km/h e direcção do vento ortogonal ao navio, que este provoca uma maior acção – [11].

No Quadro 4.15 estão as características do navio para a acção considerada, bem como a reacção máxima calculada, seguindo-se figuras explicativas dos valores das forças do vento exercidas sobre o navio.

Quadro 4.15: Características, velocidade do vento, e reacção final do navio petroleiro do projecto sobre a estrutura.

Cv	Vv (Km/h)	α (gr)	A_T (m ²)	A_L (m ²)	R_v (KN)
1,3	120	90	79,2	2227,5	1941,2

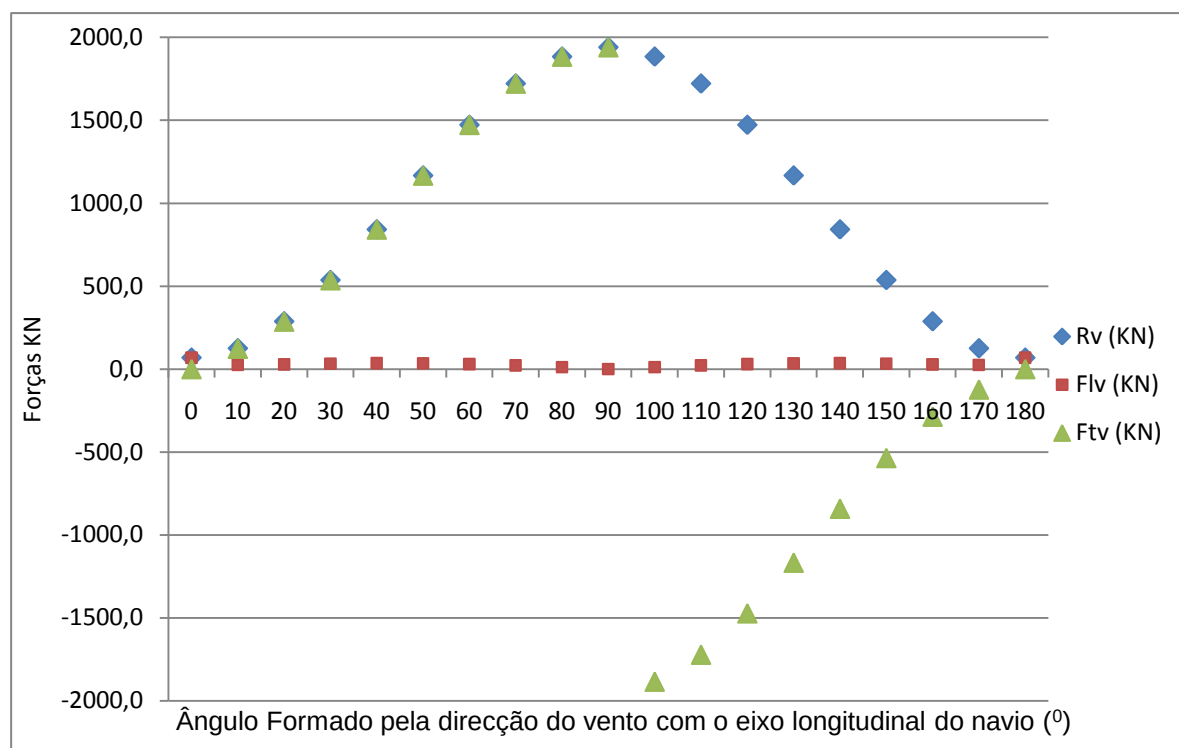


Fig. 4.36: Forças resultantes da acção do vento sobre o navio petrolífero, para várias direcções do vento relativamente ao eixo longitudinal do navio e para uma velocidade de 120 km/h.

4.5. AVALIAÇÃO DAS ACÇÕES

A avaliação das acções é realizada por metro linear da estrutura.

Para esta avaliação foi utilizada uma tabela de iterações para avaliação do conjunto de esforços que provocará um coeficiente de segurança mínimo. Esta tabela encontra-se no Anexo Tabelas A.4.1 e A.4.2, sendo que os pontos seguintes representam o cálculo dos factores de segurança mínimo possível, para as várias acções consideradas.

4.5.1. FACTOR DE SEGURANÇA AO ESCORREGAMENTO

A estabilidade ao escorregamento é respeitada quando as forças resistentes horizontais do quebramar são superior a cerca de 1,5 (Eurocódigo 7) vezes a todas as forças actantes exteriores da estrutura, isto é:

$$FS_{Forças} = \frac{F_{res}}{F_{act}} \geq 1.5 \quad (4.34)$$

As forças resistentes (F_{res}) são as forças de atrito que existe entre a estrutura e o solo, quando o solo é solicitado por forças verticais, e é calculada através do produto do peso próprio da estrutura e a tangente do ângulo de atrito do solo onde esta está apoiada. Na determinação do coeficiente de segurança da estrutura ao escorregamento admitiu-se um ângulo de atrito (ϕ') entre a base do caixotão e a superfície de assentamento de 27° ($\tan 27^\circ = 0.5$).

$$F_{res} = \sum (F_v) \tan(\phi') = (F_G - F_u) \tan(\phi') \quad (4.35)$$

As forças actuantes da estrutura (F_{act}) é o somatório das forças exteriores horizontais que actuam sobre a estrutura, e são calculadas através da seguinte expressão:

$$F_{act} = \sum(F_H) \quad (4.36)$$

A esta expressão serão depois somadas as forças não permanentes a actuar na estrutura.

A tabela seguinte representa o resumo das forças actuantes que resultou num FS maior que 1,5.

Quadro 4.16: Forças actuantes e determinação do FS mínimo da combinação de acções.

Acções	Valor
Peso do caixotão incluindo Super-estrutura (F_G) (B=15 m)	4431,4 KN
Lajes e Vigas	280 KN
Força de Impulsão horizontal (F_H) (PMAV)	1046,8 KN
Força de Impulsão Vertical (F_U) (PMAV)	374,8 KN
Força Sísmica na direcção horizontal	195 KN
Força Sísmica na direcção vertical	292,5 KN
Força de acostagem	100 KN
Factor de Segurança	1,76

4.5.2. FACTOR DE SEGURANÇA AO DERRUBE

A estabilidade ao derrube é respeitada quando os momentos resistentes, provocados pelas forças resistentes do quebramar são superiores a cerca de 1,3 vezes o valor do momento das forças actuantes exteriores da estrutura, isto é:

$$FS_{Momentos} = \frac{M_{res}}{M_{act}} \geq 1.3 \quad (4.37)$$

O valor do momento resistente (M_{res}) é igual ao produto do somatório das forças resultantes a actuar pela distância do ponto de aplicação destas forças ao ponto de rotação, que será a extremidade de sotamar do quebramar:

$$M_{res} = \sum(F_v)d_1 = (F_G - F_u)d_1 \quad (4.38)$$

O valor do momento actuante (M_{act}) é igual ao produto do somatório das forças resultantes actuantes pela distância do ponto de aplicação destas forças ao ponto de rotação, que é o mesmo do parágrafo anterior.

$$M_{act} = \sum(F_H)d_2 \quad (4.39)$$

Os valores das forças e momentos actuantes nas duas direcções, horizontal e vertical, são calculados através das fórmulas presentes no *Coastal Engineering and Management, 2006*.

Quadro 4.17: Momentos actuantes e determinação do FS mínimo da combinação de acções.

Acções	Valor
Peso do caixotão incluindo super-estrutura (F_G) ($B=15$ m)	4431,4 KN
Lajes e Vigas	280KN
Força de Impulsão horizontal (F_H) (PMAV)	1046,8 KN
Força de Impulsão Vertical (F_U) (PMAV)	374,8 KN
Força Sísmica na direcção horizontal	-195 KN
Força Sísmica na direcção vertical	292,5 KN
Força de acostagem	-600 KN
Momento estabilizador total	26294,2 KN.m
Momento derrubador	134965,1 KN.m
Factor de Segurança	1,33 ¹

4.5.3. TENSÕES NA BASE

Para melhores resultados das tensões de base da estrutura deverá ser efectuado um estudo determinístico do tipo de solo instalado. Como se desconhece o solo instalado, para determinação das tensões na base, foi utilizado o método de *Goda* – [23], com o auxílio da Fig. 4.37. Normalmente, os quebramares verticais são colocados sobre areia (menos frequente), rocha ou sobre um prisma de fundação.

Um método para analisar a estabilidade do solo para a areia é calcular a tensão sobre a "coluna" adjacente à estrutura do solo e compará-la com um valor crítico. A tensão é transmitida através da rocha granular segundo um ângulo de aproximadamente 45^0 e, por conseguinte, a largura da coluna do solo é afectada de d_B , a altura da fundação abaixo do caixotão. A tensão por baixo da coluna de solo pode ser calculada através da equação (4.40) e, considerando boas condições do material de fundação, terá de ser inferior a aproximadamente 500 KPa ($\sigma_c \leq 500$ MPa)

$$B_c = B + 2d_B \quad (4.40)$$

$$\sigma_c = \frac{F_V}{B_c} + \frac{\tilde{M}_c \cdot \frac{B_c}{2}}{I_c} = \frac{F_V}{B_c} + \frac{6\tilde{M}_c}{B_c^2} \quad (4.41)$$

A pressão admissível sobre o solo para um fundo de areia de largura BC pode ser definido como uma função do *blow count* N_b , com valor inferior a 600 KPa ($\sigma_{base} \leq 600$ KPa), ou seja,

$$\sigma_{base} = (0.00016N_b^2 - 0.006)B_c \quad (4.42)$$

No caso em estudo, para a estrutura a implantar, o valor de σ_c é de 462,14KPa, e o valor de σ_{base} é de 559,4KPa, valores inferiores ao considerado no cálculo.

¹ O valor negativo corresponde à direcção que a força exerce, positivo da direita para a esquerda.

Trata-se, portanto, de uma solução viável devido às boas características do material da fundação.

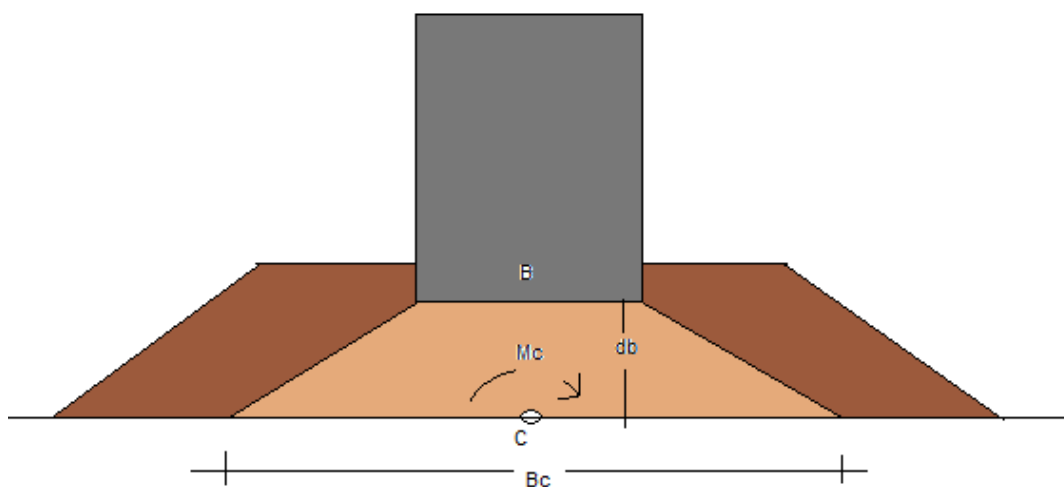


Fig. 4.37: Figura ilustrativa do método de Goda para o cálculo das tensões da fundação.

4.6. OPERAÇÃO DE REBAIXAMENTO DE FUNDOS

A construção do terminal de petroleiros, com capacidade para receber mais um navio petroleiro, sem restrições devidas ao nível de maré, requer a existência de fundos aproximados à cota -16,5m (ZHL) na bacia de acostagem e na bacia de rotação.

As características do material a dragar e de quebramento de rocha foram definidos com base na informação contida em levantamentos existentes e disponibilizadas pela APDL, nos quais se inclui o levantamento topo-hidrográfico de Maio de 2003 (consultar Anexo Figura A.4.8).

A avaliação das cotas dos fundos rochosos baseia-se, na sua maioria, em resultados de campanhas de sondagens geológicas antigas, sendo que, para um estudo mais específico, seria necessário efectuar um levantamento mais recente ao local de implantação do novo cais.

A cota do estrato rochoso diminui à medida que se caminha do enraizamento para a cabeça do molhe norte. As características geotécnicas dos fundos não inviabilizam a adopção de uma solução estrutural do tipo gravítico para o cais de passageiros.

É aconselhável, caso se afigure como muito provável a concretização do projecto do novo cais petrolífero, a realização das alterações necessárias ao projecto, de modo a que este tenha já em consideração a necessidade futura de rebaixar os fundos, numa extensão de cais adjacente ao enraizamento da nova estrutura.

Para o cálculo dos volumes foi considerado haver 10% de rocha do volume total de aterro. Este valor torna-se importante para o cálculo dos custos da obra.

Foram desenhados 12 perfis transversais para calcular os volumes de enrocamento a retirar/introduzir, Anexo Figuras A.4.9 e A.4.10. O cálculo dos volumes está apresentado no Quadro 4.18.

Foi utilizado o método dos Trapézios para o cálculo dos volumes de enrocamento, que consiste em, sabendo as áreas das faces de aterro, multiplica a sua média pela distância entre eles.

Quadro 4.18: Volume de enrocamento a retirar para operação de rebaixamento de fundos até 670 metros comprimento do quebramar.

Perfil	Distância (m)	Área de aterro (m ²)	Volume total a retirar (m ³)
0	60	592	47.080
1	20	1.685	34.240
2	20	1.739	33.480
3	20	1.609	36.360
4	20	2.027	37.470
5	55	1.720	62.782,5
6	235	563	138.532,5
7	220	616	206.470
8	1.261		
Total	650		596.415

O volume a retirar é o necessário para atingir a cota de implantação para o respectivo caixotão, ou seja -16,5 m (ZHL). Entre o *Perfil 0* e *Perfil 1* irá haver um prisma de fundação pendente de 20% pois entre estes não existirá cais de acostagem.

A partir do *Perfil 6* não será necessário proceder a operações porque este local já tem calado suficiente, apenas será necessário retirar material para se proceder à implantação dos caixotões.

O Quadro 4.19 apresenta uma relação de volumes que será necessário movimentar para a construção da nova cabeça do quebramar.

Quadro 4.19: Volume de enrocamento necessário para construir a nova cabeça do quebramar.

Perfil	Distância (m)	Área de Enrocamento (m ²)	Volume total de enrocamento (m ³)	Área de enrocamento necessária (m ²)	Volume necessário a introduzir de enrocamento (m ³)	Volume total a introduzir de enrocamento (m ³)
8	20	988	18.230	28	2.030	-16.200
9	20	835	17.030	175	4.470	-12.560
10	100	868	0	272	55.600	55.600
11	100	566	0	840	42.000	42.000
12		0	0	0		
Total	240		35.260		104.100	68.840

Entre o *Perfil 8* e o *Perfil 12* será então implantada a nova cabeça do quebramar, onde deverão ser efectuadas operações para criar condições de implantação do novo quebramar.

O volume total de enrocamento a introduzir é a diferença entre o volume necessário e o volume total. Caso exista mais enrocamento do que o necessário, o valor da diferença é negativo, o que significa que apenas é necessário remover o enrocamento presente, deslocando este para outro lado do quebramar.

Assim, só serão necessárias operações de rebaixamento e tratamento de fundo entre o *Perfil 0* e *Perfil 6* pois entre o *Perfil 6* e *Perfil 8* efectuam-se operações apenas para ser possível implementar o novo caixotão à cota respectiva, pois esta zona já possui calado suficiente para a manobra dos navios. Entre o *Perfil 8* e o *Perfil 12* serão efectuadas operações para implementar a nova cabeça do quebramar.

Neste relatório será apenas feita referência a alguns pormenores da sua construção.

Depois das operações de nivelamento de fundos serão implantados os caixotões nas respectivas cotas, até à cabeça do quebramar, seguindo-se a operação da retirada da antiga super-estrutura e preenchimento do volume entre a antiga estrutura e a nova com cerca de 270.000 m³ de enrocamento “TOT”.

Por último será colocada a camada de blocos cúbicos *Antifer*.

Um esquema da sequência construtiva a efectuar será efectuado no planeamento da construção, ponto 5.1.3.

4.7. DIMENSIONAMENTO DA CABEÇA DO QUEBRAMAR

A Fig. 4.38 mostra a actual estrutura da cabeça do quebramar norte, que deverá ser alterada conforme a implantação da nova estrutura de defesa.



Fig. 4.38: Cabeça actual do quebramar Norte do porto de Leixões.

A alteração consiste em alongar a actual estrutura até à face interior da nova estrutura, de forma a manter o farol existente, e assim evitar a “desmantelação” deste, reduzindo os custos da obra, e aumentando também a difracção das ondas, pois a nova estrutura irá ser de maiores dimensões.

Será efectuada a ligação entre a estrutura existente e a nova estrutura através de um caixotão de geometria semelhante aos anteriores, com direcção perpendicular a estes, e será efectuada uma betonagem *in situ* de forma a ligar o caixotão à estrutura de cabeça.

4.7.1. CÁLCULO DAS DIMENSÕES DOS BLOCOS A UTILIZAR

O dimensionamento da cabeça do quebramar, isto é, o cálculo da sua geometria e dimensões dos blocos a utilizar, é efectuado através das fórmulas de cálculo habituais, mas é aplicado um factor entre 1,5 e 2,0 no peso dos blocos, pois como mostra a Fig. 4.39, existe uma zona a sotomar do quebramar, onde a inclinação do talude é negativa, que é mais crítica, e requer blocos mais pesados.

A Fig. 4.40 mostra a direcção das ondas ao longo do processo de difracção, bem como o modo de como as ondas entram no porto e se propagam para o seu interior. O objectivo do dimensionamento da cabeça do quebramar é fazer com que a energia das ondas se dissipe o mais possível para que o interior do porto não seja afectado por ondulações excessivas.

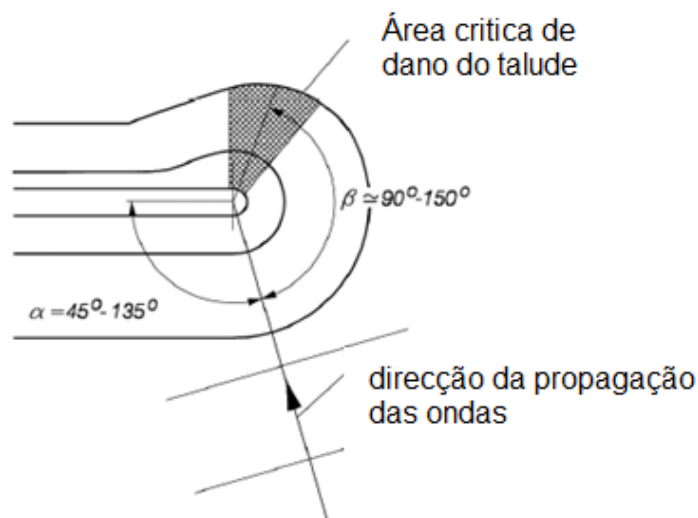


Fig. 4.39: Identificação da zona crítica numa cabeça de um quebramar – [10].



Fig. 4.40: Difracção das ondas na cabeça do quebramar Norte do porto de Leixões.

Os blocos considerados são os blocos cúbicos *Antifer*, e o seu peso é dado pela fórmula (4.52). O número de camadas de cubos será de uma, e o enchimento do interior do talude será executado com material retirado do quebramar antigo. As fórmulas utilizadas para o cálculo da massa dos blocos, bem como a sua dimensão, são as restantes– [10].

$$M_{50} = \frac{\rho_s H_{m\acute{a}x}^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \quad (4.52)$$

$$M_{50} = \rho_s D_{n50}^3 \quad (4.53)$$

em que:

$$D_{n50} = \frac{H_{m\acute{a}x}}{\Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (4.54)$$

e:

$$\Delta = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) \quad (4.55)$$

D_{n50} é diâmetro nominal ou equivalente, $D_{n50} = \left(M_{50} / \rho_s \right)^{1/3}$, e M_{50} representa a massa unitária do bloco.

K_D é o coeficiente de estabilidade do bloco utilizado. O bloco utilizado é o Bloco Cúbico *Antifer*, que, segundo o *Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)*, apresenta um valor de K_D , para um talude 2:1 (H:V), percentagem de quedas de 2.5%, e uma probabilidade de não excedência de 0,05, igual a 3,1, Quadro 4.20.

Quadro 4.20: Características Hidráulicas dos blocos cúbicos *Antifer*, Coeficiente K_D da Fórmula de HUDSON (LNEC) – [4].

Perfil Corrente		Valores estimados com base em resultados de ensaios		
Talude	Quedas (%)	Probabilidade de Não Excedência		
		0,01	0,05	0,10
3:2 e 2:1	0	1,0	1,7	2,2
	0,5	1,2	2,1	2,8
	1,0	1,4	2,3	3,1
	2,0	1,7	2,8	3,7
	2,5	1,9	3,1	4,1
	5,0	3,5	5,1	6,2

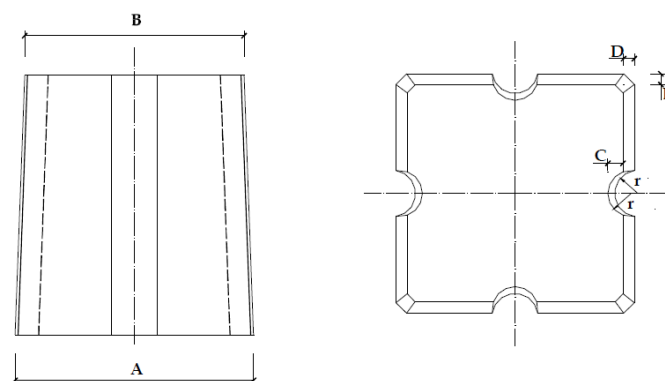
O valor de $H_{\max}$ considerado foi de 3,9 m pois para a direcção de propagação considerada ainda se faz sentir o efeito do quebramar submerso.

Para o caso em estudo foi considerado o seguinte:

- Um nível de BMAV igual a +0,00 m (ZHL);
- Um nível de PMAV excepcional igual a +4,20 m (ZHL);
- Uma maré máxima meteorológica máxima de 0,80 m;
- Cota de coroamento da cabeça do quebramar: +6,00 m (ZHL);
- Incidência de propagação normal ao quebramar;
- Cota de coroamento do quebramar submerso: +0,00 m (ZHL);

Para a altura de onda máxima de projecto, e aplicando a fórmula (4.54) obtemos um diâmetro médio (D_{n50}) de 1,5 metros, resultando num peso total de 80 KN, aplicando o factor de majoração de 2 aos pesos dos blocos, obtemos um peso total de 160 KN – 16 tf resultando num diâmetro médio (D_{n50}) de 1,9 metros. Por simplicidade de construção dos blocos serão utilizados blocos cúbicos *Antifer* de 20 tf.

Serão utilizados blocos cúbicos enriquecidos com minério de ferro para que, no mesmo volume, obtenha um peso 25% maior do que o normal, resultando assim em blocos de 25 tf.


 Fig. 4.41: Blocos Cúbicos *Antifer* – [4].

Quadro 4.21: Dimensões dos blocos cúbicos *Antifer* – [4].

$V = 1.0247H^3$	$A = 1.086H$	$B = 1.005H$	$C = 0.095H$	$D = 0.024H$	$r = 0.1215H$	
$V = 8,20\text{ m}^3$	$H = 2,0\text{ m}$	$A = 2,2\text{ m}$	$B = 2,0\text{ m}$	$C = 0,20\text{ m}$	$D = 0,05\text{ m}$	$r = 0,25\text{ m}$

No Anexo Figura A.4.4 são apresentados pormenores construtivos da cabeça do quebramar.

É também importante referir o número de unidades de blocos cúbicos *Antifer* a utilizar na obra.

A área de implantação aproximada é de 12.851 m^2 , a área de cada bloco é de $4,84 \text{ m}^2$, e existe um intervalo de 0,5 metros entre cada bloco. Será apenas colocada uma camada de blocos. Assim, dividindo a área total pela área de um bloco obtemos um número aproximado de 1.763 unidades de blocos cúbicos *Antifer*.

4.7.2. COTA, LARGURA DO COROAMENTO E INCLINAÇÃO DO TALUDE

A fixação da cota do coroamento depende do tipo de coroamento e da frequência e intensidade dos galgamentos que se consideram aceitáveis. *Bajpai*, 1965, aconselha que a cota do coroamento seja 1,25 vezes a altura da onda de projecto acima do nível máximo da água, embora possa ser menor se for aceitável algum galgamento – [4]. No caso em estudo, tratando-se da cabeça do quebramar, os galgamentos são admissíveis.

A largura do coroamento também se torna importante pois revela a distância que uma onda deverá percorrer até esta se dissipar durante o galgamento, ou seja, quanto maior o seu valor, menos será a energia com que a onda atingirá a estrutura.

Por fim, o valor da inclinação do talude é essencial pois está associada ao tempo que a onda percorrerá durante o maior ou menor espraçamento. Como se pode observar na fórmula (4.54), este valor é essencial no cálculo das dimensões dos blocos a utilizar.

Assim, dimensionando o talude da cabeça do quebramar como se se tratasse de um talude de quebramar de taludes, a cota do coroamento da nova cabeça do quebramar será de +6,00 m (ZHL), a berma terá uma largura de 15,6 metros, e o talude uma inclinação de 2:1 (H:V).

4.8. CONSTRUÇÃO E COLOCAÇÃO DOS CAIXOTÕES

4.8.1. IDENTIFICAÇÃO DOS CAIXOTÕES A CONSTRUIR

Como já foi referido no presente capítulo, a estrutura do novo quebramar vertical será executada através de caixotões divididos em vários troços.

Será mantido o caixotão central, onde se localizam as instalações petrolíferas que fazem a ligação entre tubagens do navio à PetroGal. Contudo, para este projecto terão de ser retirados os restantes caixotões vizinhos.

O Quadro 4.22 descreve as dimensões, número e comprimento dos respectivos caixotões, zona de colocação, número e identificação do seu tipo.

Quadro 4.22: Descrição dos caixotões a utilizar.

Zona		Descrição	Cota de implantação (m) ZHL	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Espessura Exterior (m)	Espessura Interior (m)	Número total de caixotões	Tipo
Início (m)	Fim (m)									
0	40		-10,0	20	12	15,7	0,3	0,2	2	1
40	60		-10,0	20	15	15,7	0,3	0,2	1	2
60	435		-16,5	25	22	22,2	0,3	0,2	15	3
435	465	Betonagem <i>in situ</i>	-	25	22	22,2	0,3	0,2	1	-
465	690		-16,5	25	22	22,2	0,3	0,2	9	3
690	710	Cabeça	-16,5	25	22	22,2	0,3	0,2	1	4

Pode-se então concluir que será necessária a construção de 3 (três) diferentes tipos de caixotões. Os caixotões de maiores dimensões irão possuir uma câmara de dissipação de energia, Anexo Figura A.4.6.

Todos os caixotões apresentam a primeira e última linha de células betonada, para não serem danificados no momento de acostagem do navio, nem devido às forças da agitação marítima incidente.

O fundo dos caixotões terá uma geometria diversa. Os seus vértices terão uma geometria irregular, redentes, saliente em relação à restante face, que lhes permitem, ao serem colocados, possuírem uma maior aderência ao fundo. Ao ser efectuada a regularização do fundo serão deixados rasgos que permitirão o encaixe da estrutura. Este pormenor poderá ser observado no Anexo Figura A.4.5 e A.4.6.

A estrutura tipo 3, Quadro 4.22, terá então a orientação do caixotão existente, implantada à cota -16,5 m (ZHL), com largura igual a 22 m em betão armado C35/45 e com enchimento em brita, sobre um prisma de regularização em enrocamento. A face exterior terá um desnível de 0,7 metros de forma a ser colocada a super-estrutura, evitando os deslocamentos desta. Na fila de células desta face serão colocadas as respectivas ancoragens.

A primeira opção foi usar caixotões em que a face fosse completamente lisa, mas será construída com uma câmara de dissipação de energia no centro, com uma largura de 3,3 metros, altura de 6 metros, uma profundidade para o interior do caixotão de 2,55 metros, construída a uma distância da base de 15,9 metros, de forma a reduzir as oscilações das ondas e facilitar a acostagem dos navios.

A estrutura tipo 2, Quadro 4.22, implantada à cota -10,0 m (ZHL), tem largura igual a 15 m, betão armado C35/45 e com enchimento em brita, sobre um prisma de regularização em enrocamento.

Por fim, a estrutura tipo 1, Quadro 4.22, é também implantada à cota -10,0 m (ZHL), largura igual a 15m, betão armado C35/45 e com enchimento em brita, sobre um prisma de regularização em enrocamento.

Todas as estruturas terão um desnível de 0,7 metros na face exterior onde será colocada a super-estrutura. As estruturas do tipo 1 e 2 não possuirão câmara de dissipação de energia.

Depois da colocação dos respectivos caixotões será executada uma laje de cobertura em betão C35/45 com 0,3 metros de espessura

Irá ser também efectuada uma regularização dos terrenos, para que este fique à cota -17,0 m (ZHL), à distância de 100 m em relação ao primeiro caixotão, e desta forma ser possível a realização de mais uma plataforma petrolífera.

O caixotão central, como também já foi referido, será betonado *in situ* na face exterior, com comprimento, largura e altura respectivamente de 30 m, 7 m e 23,2 m, Anexo Figura A.4.,. No local de implantação da super-estrutura será efectuada também uma vala a 1 metro abaixo da superfície da estrutura, onde serão deixadas orifícios para implantação das ancoragens espaçados de 3,5 m.

Por fim, será realizado um caixotão semelhante ao tipo 3, mas sem câmara de dissipação de energia visto ter uma direcção perpendicular aos restantes, e localizar-se na cabeça do quebramar, onde existirão os taludes que permitirão a dissipação da energia e difracção das ondas provenientes. A ligação entre este caixotão e a cabeça do quebramar já existente e que será mantida, será efectuada com betonagem *in situ*, com ligações previamente estudadas e ilustradas no Anexo Figura A.4.4.

4.8.2. PROCEDIMENTO PARA O FABRICO, TRANSPORTE E COLOCAÇÃO DE CAIXOTÕES

Os procedimentos a seguir para a colocação dos caixotões englobam os seguintes aspectos – [24]:

- Inspeção dos fundos;
- Preparação das fundações;
- Fabrico dos caixotões;
- Cura;
- Transporte;
- Equipamento. Mergulhadores;
- Colocação, afundamento e enchimento;
- Processos para obter o alinhamento vertical e horizontal de acordo com as tolerâncias;
- Super-estrutura;
- Acessórios.

As operações para colocação dos caixotões englobam – [24]:

- Limpeza da camada de vasa existente;
- Regularização e desmonte do fundo rochoso;
- Preparação dos prismas de fundação em enrocamento;
- Estaleiro;
- Construção da base do caixotão em betão fortemente armado;
- Colocação sobre pontão/doca flutuante e transporte;
- Betonagem das paredes do caixão com cofragens deslizantes;
- Submersão da doca e consequente colocação do caixão em flutuação;
- Prossecução da betonagem até à altura final;
- Transporte dos caixotões, em flutuação, até ao local de implantação;
- Afundamento por introdução de água nas células;
- Enchimento das células com areia.
- Betonagem da super-estrutura com cofragens deslizantes;

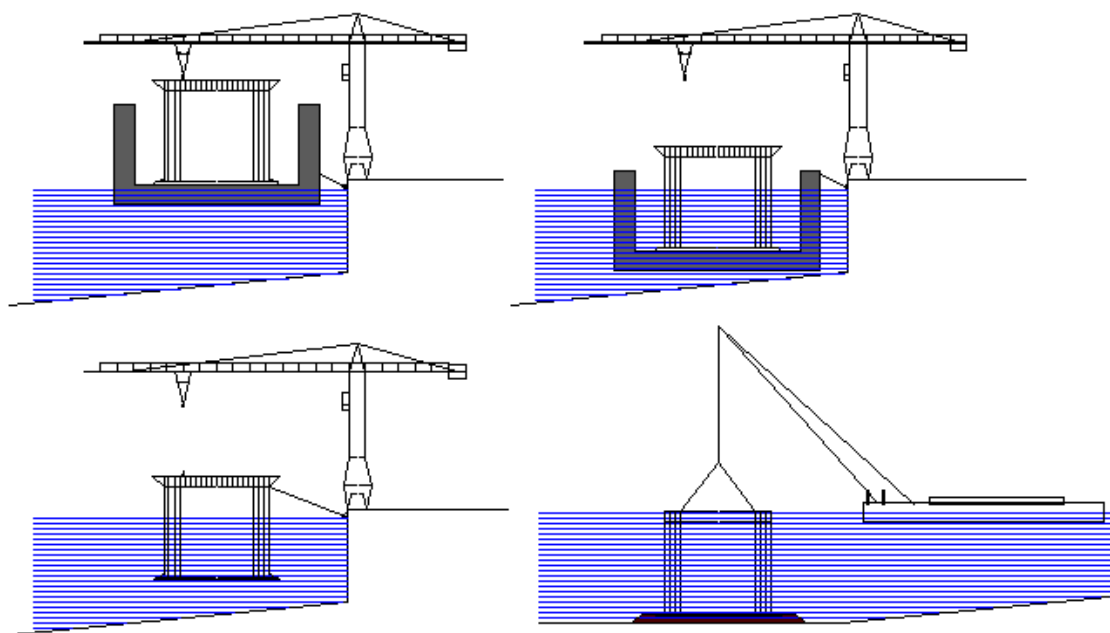


Fig. 4.42: Fases de execução dos caixotões celulares em betão armado – [24].

4.9. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA E DA SUPER-ESTRUTURA

4.9.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA ESTRUTURA A INSTALAR

A verificação da segurança da estrutura é importante na medida em que, com a definição final da estrutura, permite saber se ela resiste às solicitações das acções marítimas.

Como referido no ponto 4.4.5.1 foi definido um valor arbitrário percentual para a quantidade de betão e areia a utilizar no pré-dimensionamento. Depois da definição da configuração do quebramar, é possível saber com mais rigor esta percentagem, e verificar se se aproxima do valor arbitrado ou não.

Quadro 4.23 serve para caracterizar resumidamente as várias soluções de caixotões, com referência ao Quadro 4.22, e deste modo ser possível calcular os respectivos pesos, bem como as quantidades de betão e areia utilizados no enchimento dos respectivos caixotões.

Podemos verificar que a percentagem de 80% para areia e 20% para betão ficou muito longe do resultado final, o que se explica pela utilização da betonagem da primeira e ultima fila de células para melhor segurança na acostagem dos navios.

No Quadro 4.23, e como já era de esperar, visto que a estrutura estava subdimensionada e, como vimos, é utilizado mais betão do que anteriormente, obtiveram-se uns factores de segurança para a estrutura mais elevados, em que nas respectivas forças já estão incluídas as acções variáveis utilizadas no pré-dimensionamento, e o peso da super-estrutura calculado na Quadro 4.25.

Quadro 4.23: Características e dimensões da Estrutura

Tipo	Número de caixotões	Dimensões Caixotão			Número de espaços areia	Número de espaços Betão	Dimensões da células		
		Comp. (m)	Larg. (m)	Alt. (m)			Comp. (m)	Larg. (m)	Alt. (m)
1	2	20	12	15,7	18	12	3,0	2,7	15,4
2	1	20	15	15,7	24	12	3,0	2,7	15,4
3	24	25	22	22,2	30	12	3,3	3,0	21,9
Caixotão central	1	30	22	22,2	-	1	-	-	-

Quadro 4.24: Pesos finais da estrutura, e percentagens de Betão e Areia utilizados

Tipo	Volume total caixotão (m ³)	Volume de areia (m ³)	Peso areia (KN)	Volume de betão (KN)	Peso Betão (KN)	Peso total de um Caixotão (KN)	% Betão	% Areia
1	3768	1702	30637	2066	51649	82286	55%	45%
2	4710	1955	35197	2754	68864	104062	58%	42%
3	12210	5196	93537	7014	175337	268874	57%	43%
Caixotão central	14652	-	-	14652	366300	366300	100%	-

Quadro 4.25: Características da Super-Estrutura

Largura média da Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Comprimento total (m)	Volume (por 20 m) m ³	Volume (por 25 m) m ³	Volume (por 30 m) m ³	Peso (por 20 m) KN	Peso (por 25 m) KN	Peso (por 30 m) KN
4,8	8,2	31,4	713	628	785	942	15.700	19.625	23.550

Quadro 4.26: Valores das Forças e Momentos Finais e dos respectivos factores de segurança.

	F _H (KN)	F _U (KN)	F _G (KN)	M _H (KN.m)	M _U (KN.m)	M _G (KN.m)	FS Forças	FS Momentos
1	20.937	9.424	97.986	256.396	138.221	1.175.827	2,16	4,05
2	20.937	9.424	119.762	256.396	138.221	1.796.432	2,69	6,47
3	26.171	11.780	288.499	406.374	172.776	6.346.985	4,98	15,19
Caixotão central	31.405	14.136	389.850	513.413	207.331	6.608.205	5,53	12,47

4.9.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA SUPER-ESTRUTURA A INSTALAR

A verificação da segurança da super-estrutura é efectuada através do cálculo das forças que uma onda poderá exercer nesta, e comparando esta com a força que a super-estrutura apresenta como resposta. Tal como no pré-dimensionamento do quebramar vertical, também aqui é verificada a segurança ao escorregamento e ao derrube, em que os limites dos valores dos factores de segurança são exactamente os mesmos referidos no pré-dimensionamento, 1,5 e 1,3, respectivamente.

A força que uma onda exerce sobre um super-estrutura é calculada através do método de *Pederson 1996*, equações (4.43) a (4.51) – [10].

A força resistente do cálculo corresponde apenas ao peso próprio da estrutura.

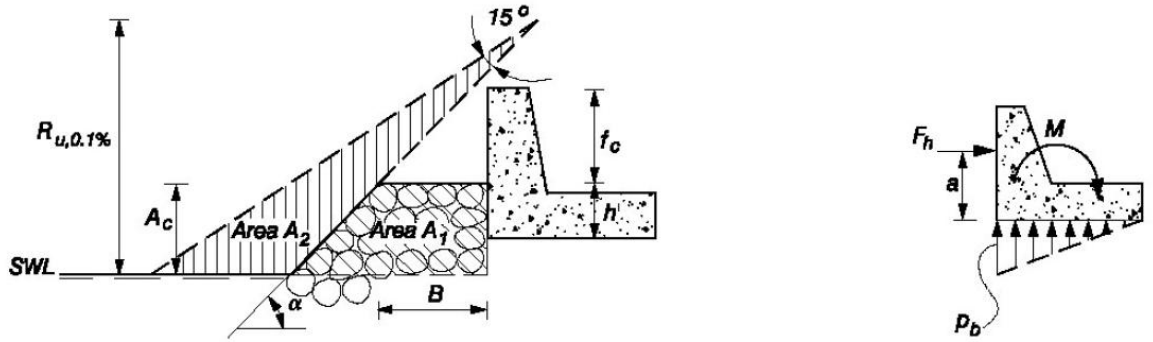


Fig. 4.43: Figura auxiliar no cálculo das forças para verificação da segurança da super-estrutura – [12].

$$F_{h,0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L}{B}} \left(1.6 p_m y_{eff} + A \frac{p_m}{2} h' \right) \quad (4.43)$$

$$M_{0.1\%} = a F_{h,0.1\%} = 0.55 (h' + y_{eff}) F_{h,0.1\%} \quad (4.44)$$

$$p_{b,0.1\%} = 1.00 A \cdot p_m \quad (4.45)$$

em que:

$$p_m = \rho g (R_{u,0.1\%} - A_c) \quad (4.46)$$

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s \xi_m & \xi_m \leq 1.5 \\ 1.34 H_s \xi_m & \xi_m > 1.5 \end{cases} \quad (4.47)$$

$$\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L} \quad (4.48)$$

$$A = \min \left\{ \frac{A_2}{A_1}, 1 \right\} \quad (4.49)$$

em que A_2 e A_1 estão descritos na figura anterior.

$$y_{eff} = \min \left\{ \frac{y}{2}, f_c \right\} \quad (4.50)$$

$$y = \begin{cases} \frac{R_{u,0.1\%} - A_c}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} & y > 0 \\ 0 & y \leq 0 \end{cases} \quad (5.51)$$

Apresentam-se de seguida umas tabelas de resultados obtidos, acompanhados dos respectivos factores de segurança.

Quadro 4.27: Dados para obtenção das forças e respectivos factores de segurança (FS).

T (s)	Ru (m)	Ac (m)	Hs (m)	A (m ²)	h' (m)	tg (α)	ξ	B (m)	A1 (m ²)	A2 (m ²)	L (m)	p _m (KN)	y _{eff} (m)	f _c (m)	Y (m)
20	15,9	1,0	3,9	1,0	-5,2	0,6	7,59	60	60,0	273,1	625	153,1	4,0	12,0	8,0

Quadro 4.28: Forças e respectivos factores de segurança FS.

F _{h,0.1%} (KN/m)	M _{0.1%}	p _{b,0.1%}	Peso (KN/m)	F res	M res	FS _{escorregamento}	FS _{derrube}
394,5	1.794,7	153,2	784,7	335,3	1.569,5	0,8	0,9

Como se pode observar, os valores dos respectivos factores de segurança são inferiores ao limite imposto pelo Eurocódigo 7, isto devido à pequena espessura da super-estrutura para as forças actantes. Assim, a super-estrutura será materializada através da colocação de duas ancoragens permanentes na sua base para evitar rotação, de valor resistente igual a 200 KN cada, distanciadas em 1,1 metros, com 27 e 28 metros de comprimento, para os caixotões de comprimento 20 metros as ancoragens são espaçadas de 3,2 metros longitudinalmente, para os restantes são espaçadas de 3,5 m, aumentando o factor de segurança relativo ao derrube para 1,32, Quadro 4.29, e baixando a base da super-estrutura em um metro evita o deslocamento horizontal por mobilização do topo da plataforma do quebramar (Anexo Figura A.4.1 e A.4.6).

Quadro 4.29: Factores de segurança ao derrube com colocação das ancoragens.

F _{h,0.1%} (KN/m)	M _{0.1%}	p _{b,0.1%}	Peso (KN/m)	Força Ancoragem (KN)	Fres	Mres	FS _{derrube}
394,5	1.794,7	153,2	784,7	200	335,3	2.370	1,32

5

PLANEAMENTO, MATERIAIS E ESTIMATIVA DE CUSTOS

“ Não se doma facilmente o oceano, não se modifica, sem ter que vencer grandes dificuldades, a obra espontânea da natureza.

Mas a ciência, a engenharia hidráulica, confiada nos seus poderosos recursos, ia encetar a luta com o oceano, e estava certa de vencê-lo, não sem violentas refregas e frequentes conflitos com tão valoroso adversário.

Por sua parte, o mar revirava o dente à hidráulica, procurava reaver o terreno que a ciência lhe conquistava, e, apesar de ficar vencido na luta, ainda não está resignado com a derrota, ainda de vez em quando, como aconteceu o ano passado, se arremessa em fúria contra o porto de Leixões para desfazê-lo.”

Alberto Pimentel, *O Porto de Leixões ...*, 1893 - [6]

5.1. PLANO DE TRABALHOS

O plano de trabalhos é constituído por três pontos principais. Em primeiro lugar a “Descrição das tarefas” que lista e descreve as principais tarefas a realizar para a execução da obra, seguida pelo ponto “Duração das Tarefas” onde são analisadas as durações prováveis de cada tarefa. Em último lugar aparece o “Encadeamento de Tarefas”, onde é descrita a maneira como as tarefas se relacionam e como são influenciáveis por atrasos e imprevistos.

Note-se que o plano de trabalhos corresponde a uma versão simplificada em relação ao que seria necessário apresentar num cenário real. Deste modo apenas se apresentarão as tarefas mais importantes.

5.1.1. DESCRIÇÃO DE TAREFAS

A descrição das tarefas é um factor importante para a realização da obra, pois define os trabalhos a executar. Todas as actividades a realizar nesta obra enquadram-se em 7 pontos principais:

1. Construção, transporte, colocação e enchimento dos caixotões;
2. Operação de rebaixamento de fundos: dragagens;
3. Colocação da nova super-estrutura;

4. Construção da nova cabeça;
5. Demolição da super-estrutura do quebramar anterior;
6. Reconstrução da cabeça;
7. Colocação dos blocos cúbicos *Antifer*.

É importante referir que, para um melhor rendimento da obra, esta é efectuada em três fases. Na primeira fase, são construídos caixotões até que o quebramar atinja um comprimento de 335 metros, a partir do enraizamento. Depois de instalados os primeiros 14 caixotões será construída a nova super-estrutura *in situ*. Esta primeira fase justifica-se de modo a que, no momento da conclusão desta fase, seja possível instalar um novo cais de navios petroleiros já referenciado em capítulos anteriores, e assim não parar o funcionamento do novo posto A.

No momento que estas instalações estejam terminadas inicia-se a fase 2, que corresponde à conclusão da implantação do quebramar vertical, caixotões, super-estrutura, e nova cabeça. No final será novamente posto em funcionamento o posto A antigo. Nesta fase é possível estarem em funcionamento os dois postos.

Por fim será concluído a estrutura de protecção, será construído o novo quebramar da cabeça e colocados os blocos cúbicos *Antifer* de 25 tf, e será demolida a antiga super-estrutura.

A **construção dos caixotões** será efectuada através de uma plataforma flutuante, e poderá ser executada dentro do próprio porto de Leixões, como acontece com os caixotões usados na construção da Foz do Douro. Depois de alguns destes estarem construídos, de acordo com os desenhos atribuídos serão deslocados com auxílio de rebocadores até ao seu ponto de implantação. O início da colocação dos caixotões será iniciado na zona 3, no enraizamento do quebramar, que seguirá até à cabeça do actual quebramar, concluindo que os primeiros caixotões a construir serão os de menores dimensões, seguidos dos restantes.

No momento em que a colocação dos caixotões atingir aos 335 metros, será então instalado um novo posto petrolífero. Depois continuar-se-á a colocação até aos 690 metros de extensão, e será então efectuada a betonagem *in situ* do caixotão central existente, de forma a não ter que se alterar grande parte das instalações petrolíferas existentes.

A **operação de rebaixamento de fundos** poderá ser efectuada ao mesmo tempo que a construção dos caixotões, apesar destas duas operações não serem totalmente independentes entre si, é preciso apenas garantir que a localização dos respectivos caixotões esteja com a respectiva cota de implantação. Poderá ser garantido, através do planeamento das tarefas a executar, que estas duas operações acabem ao mesmo tempo.

A operação de movimentos de terras é realizada com o auxílio de uma grua flutuadora.

O **transporte dos caixotões** será efectuado com o auxílio de rebocadores, sendo que o seu posicionamento será efectuado também com o auxílio destes. Serão enchidos com água até estes estarem na sua posição final, e depois poderão ser preenchidos com o material de dragagem, se este for suficiente, caso contrário o restante será preenchido com novo material. Como fase final da colocação de um caixotão será betonada a laje de cobertura.

Durante a colocação deverá ser garantido a colocação de carris que permitiram o deslocamento da grua existente ou outra, Fig. 5.1, de maneira a auxiliar a colocação dos blocos cúbicos *Antifer* e outras operações. Poderá ser necessário futuramente colocar material mais rugoso no antigo quebramar submerso, ou mesmo entre este e a nova estrutura, podendo este processo efectuar-se através desta grua.



Fig. 5.1: Grua de carris presente no molhe sul do porto de Leixões – [25].

A **nova super-estrutura** será construída no local com betonagem *in situ* através de cofragens deslizantes. Esta terá dois orifícios espaçados de 3,5 e 3,2 metros para colocação das respectivas ancoragens.

A super-estrutura terá um comprimento total de 690 metros, em que no seu final sofrerá uma mudança de direcção devido à construção da nova cabeça, o último bloco terá uma configuração em planta diferente.

Será construída no local a galeria que servirá para colocação das tubagens que ligarão o navio à Petro-Gal. Esta galeria tem apenas o comprimento de 465 metros, correspondendo à distância do posto A até ao início das obras. A restante galeria até à cabeça será preenchida com material de enchimento dos caixotões.

Aqui acabam as fases 1 e 2 do planeamento das etapas de construção.

Para a **construção da nova cabeça** do quebramar vertical será mantida a antiga, fazendo-se apenas uma ligação homogénea da antiga estrutura para o novo quebramar, com betonagem *in situ*.

Será colocado um caixotão a partir da nova estrutura, sendo que a restante distância será preenchida por betão, que sofrerá uma modificação visual, sendo que algumas partes da estrutura terão de ser demolidas, Anexo figura A.4.4.

No momento que a nova super-estrutura esteja colocada, e em que a cabeça do quebramar esteja também construída, poder-se-á prosseguir com a **remoção da antiga super-estrutura**, pois o controlo dos galgamentos está assegurado pela nova estrutura.

A demolição será efectuada do extremo do quebramar para o seu início, e será operada com recurso a uma grua. Todo este processo será efectuada por meios terrestres.

De seguida será colocado algum do material de enrocamento para a zona entre a nova estrutura e o antigo quebramar submerso. Serão também deslocados alguns dos tetrápodes do quebramar de taludes actual que irão cobrir a zona entre o antigo quebramar submerso e a nova estrutura de protecção.

A **construção da cabeça do quebramar** tem como objectivo principal provocar uma maior difracção das ondas e consequentemente uma maior dissipação.

Esta protecção partirá na zona onde se situa o quebramar submerso que actualmente é a única protecção da cabeça contra a acção do mar, sendo homogeneizada de forma a adaptar-se ao novo quebramar.

Irá ter uma inclinação 2:1 (H:V), como já referido, até uma cota de +6,0 m (ZHL) onde terá uma plataforma horizontal de 15 metros, Anexo figura A.4.4.

Depois de colocado o material no núcleo da nova cabeça do quebramar será **colocada uma camada de blocos cúbicos Antifer** Fig. 5.2: Exemplo de colocação de blocos cúbicos *Antifer* – [26]. Serão necessárias cerca de 1763 unidades para preencher toda a área de implantação do quebramar. Esta nova estrutura terá também uma ligação com o quebramar submerso existente na zona de implantação.



Fig. 5.2: Exemplo de colocação de blocos cúbicos *Antifer* – [26].

5.1.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS

Como este projecto é baseado numa ideia de execução, os prazos correspondentes são totalmente admitidos, considerando 5 dias de trabalho por semana.

Como referido anteriormente, neste ponto serão analisadas as durações prováveis de cada uma das tarefas listadas e descritas no ponto anterior.

O início dos trabalhos admite-se que será no mês de Janeiro do 2010 com data prevista de conclusão em Fevereiro de 2012, o que resulta num período de execução de cerca 2 anos. Não haverá paragens de construção devido a condições climáticas, pois a execução da obra dá-se dentro do próprio porto, é necessário apenas garantir que os trabalhos no antigo quebramar submerso, e a construção do quebramar da cabeça sejam efectuados na época do Verão.

A construção dos caixotões, dragagem de fundos, transporte dos respectivos caixotões, e construção da nova super-estrutura, como já referido, será por fases.

A fase 1 inicia-se com a **construção dos primeiros caixotões**, 14 no total, dois do tipo 1, um do tipo 2 e onze do tipo 3. Prevê-se um tempo 15 dias para um caixotão, resulta numa duração total de 180 dias, para cofragens, colocação de armaduras, betonagem e presa.

Para a operação de **rebaixamento de fundos, escavação e movimentos de terra**, a sua duração é determinada simultaneamente pela escolha da máquina a utilizar para realizar essa tarefa tendo em conta o volume total de trabalhos a realizar e as condições. Para a sua realização é necessária a presença contínua de mergulhadores que irão assegurar que a cota de escavação está de acordo com o projecto ao longo de toda a estrutura. Prevê-se um tempo de 6 semanas (30 dias) nesta primeira fase. Esta operação poderá ser efectuada ao mesmo tempo que a anterior, pois desenrolam-se em locais diferentes.

Depois de efectuada esta operação serão **deslocados e colocados os caixotões**, serão enchidos numa primeira etapa com água até estarem instalados e depois com material de enchimento. Será necessário, posteriormente a cada enchimento, a betonagem da laje que servirá de cobertura aos caixotões e respectiva presa. Prevê-se que este processo dure cerca de 90 dias - 18 semanas.

A **construção da nova super-estrutura** é efectuada, como já referido, *in situ*, e para esta primeira fase prevê-se uma duração de 30 dias - 6 semanas.

Nesta altura termina a primeira fase, onde serão colocadas novas instalações petrolíferas a uma distância de 230 metros em relação à origem, que terá duração de 15 dias. Segue-se então a descrição da fase 2.

A fase 2 inicia-se com a **construção dos restantes caixotões**, 14 no total, todos do tipo 3. Prevê-se um tempo de 180 dias, para cofragens, colocação de armaduras, betonagem e presa.

Para a operação de **rebaixamento de fundos, escavação e movimentos de terra**, a sua duração é de aproximadamente 6 semanas, como na fase 1 – 30 dias. Como na primeira fase, esta tarefa poderá também ser efectuada ao mesmo tempo que a anterior.

Depois de efectuada esta operação serão **deslocados, colocados, enchidos os restantes caixotões**, é efectuada a betonagem da laje que servirá de cobertura aos caixotões e respectiva presa. Todo este processo prevê a duração de 125 dias - 25 semanas.

Tanto na primeira fase como na segunda, a construção, colocação dos caixotões, e a operação de rebaixamento de fundos poderão ser efectuadas em simultâneo.

A **construção da restante super-estrutura** é efectuada também *in situ*, e prevê-se um tempo igualmente de 30 dias - 6 semanas.

Esta segunda fase termina com a reinstalação do cais do posto A, que durará 10 dias.

Prevê-se que a duração da construção da nova **estrutura da cabeça** demore cerca de 4 semanas.

Depois de construída a nova estrutura de quebramar, segue-se a **remoção da antiga super-estrutura**, prevendo-se 4 semanas para a “desmantelação”. Depois seguem-se mais 5 dias para preencher o espaço entre o quebramar vertical e o antigo quebramar submerso, com enrocamento do antigo quebramar.

A **construção da cabeça do quebramar** é das fases que mais tempo requer, pois é necessário verificar se o material utilizado na construção do núcleo não sofra possíveis derrocadas. Este processo é também auxiliado por mergulhadores que têm o objectivo de assegurar a correcta localização dos blocos e material a utilizar. O material a utilizar nesta construção será enrocamento vindo do antigo quebramar submerso, e deve-se ter em conta o seu transport. Duração prevista de 25 semanas.

Por último será efectuada a **colocação dos blocos cúbicos Antifer**. Estes blocos são construídos em estaleiro independente. Para o tempo de execução desta tarefa tem-se apenas em conta o seu transporte e colocação – 6 semanas.

Conclui-se assim a construção da estrutura que motivou a realização deste projecto.

Devido à dependência a factores externos (condições meteorológicas, marés, operacionalidade do próprio posto A) são permitidos desvios até um máximo de 1 mês.

5.1.3. ENCADEAMENTO DAS TAREFAS

Neste ponto é indicada a forma como cada uma das tarefas se relaciona com as outras. Como foi referido no ponto anterior, considera-se que a obra terá tarefas que se desenrolam ao mesmo tempo (construção dos caixotões e rebaixamento de fundos), admitindo que as restantes tarefas são do tipo fim-início, ou seja, uma determinada tarefa começa assim que a anterior esteja completa.

Concluída então a apresentação do plano de trabalhos e completa definição de cada uma das tarefas a realizar na obra em causa, pode-se então apresentar um gráfico de *Gantt* que ilustre o encadeamento das referidas tarefas, Anexo Figura A.5.1. Verifica-se que a obra termina no mês de Fevereiro do ano 2012.

O objectivo deste planeamento foi descrever as tarefas a efectuar e os seus tempos de duração, sem atender à data de início e fim, de maneira a que esta seja efectuada num menor tempo possível, e no presente caso, em dois anos. Com isto pretende-se dizer que se pode ajustar o planeamento em função da fase de construção e das condições climáticas.

Apresenta-se no Quadro 5.1 a descrição geral dos trabalhos, sendo que a plano geral está apresentada no Anexo Quadro A.5.1.

Quadro 5.1 Trabalhos.

	Descrição das tarefas	Dias	Semanas
(Fase 1)	1 Construção de 14 caixotões	180	36
	2 Rebaixamento de fundos (15.000 m ²)	30	6
	3 Transporte, colocação e enchimento dos caixotões	90	18
	4 Colocação de 335 metros da nova super-estrutura	30	6
	5 Terminal Petroleiro	15	3
(Fase 2)	6 Construção de 14 caixotões	180	36
	7 Rebaixamento de fundos (50.000 m ²)	30	6
	8 Transporte, colocação e enchimento dos caixotões	125	25
	9 Colocação de 380 metros da nova super-estrutura	30	6
	10 Terminal Petroleiro	10	2
(Fase 3)	11 Construção da nova cabeça	20	4
	12 Demolição da super-estrutura do quebramar anterior (100.000 m ³)	25	5
	13 Construção do quebramar da cabeça	125	25
	14 Colocação dos blocos cúbicos <i>Antifer</i> .	130	26

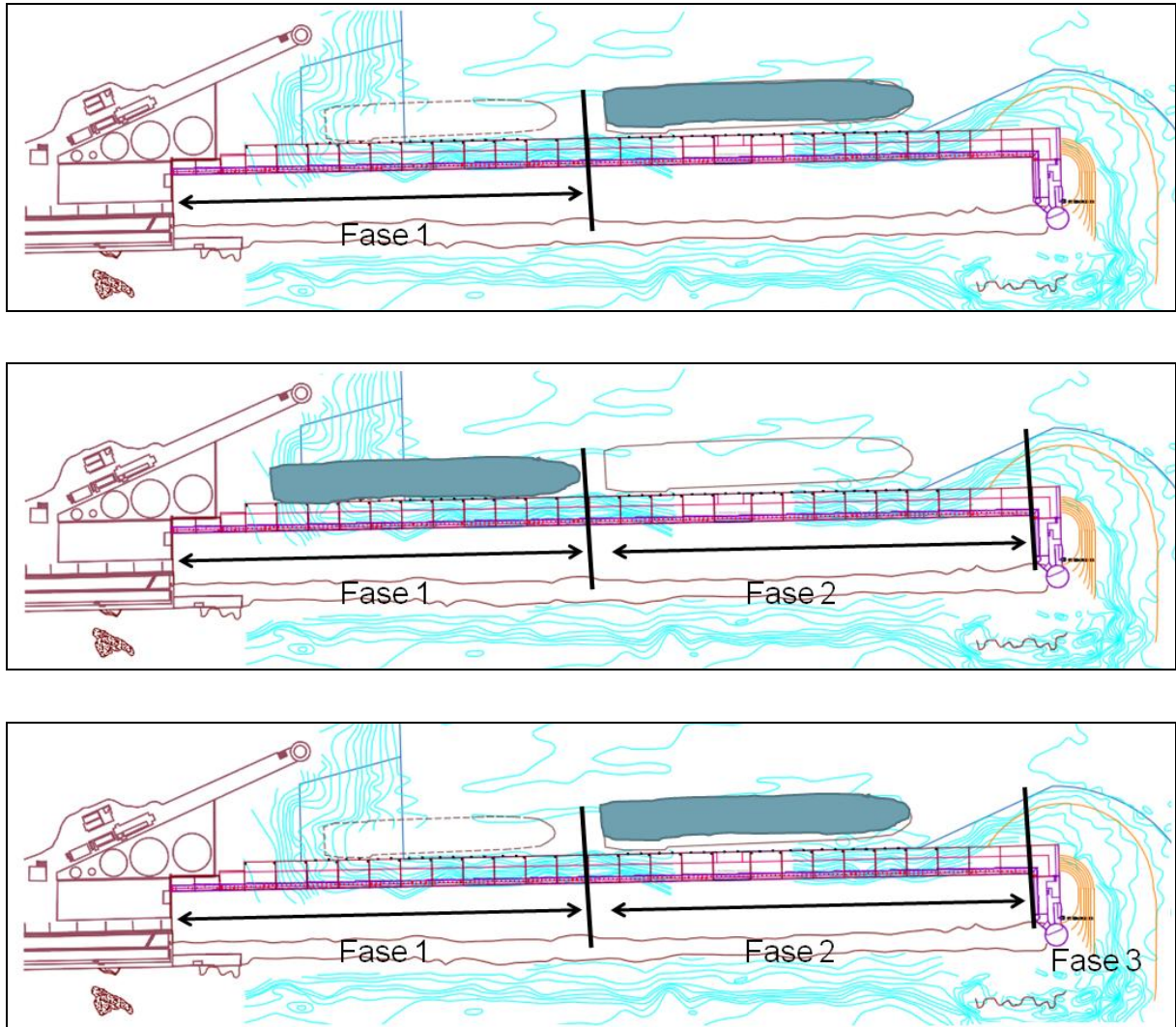


Fig. 5.3: Encadeamento das tarefas.

5.1.4. ARRANJO FÍSICO DO ESTALEIRO

A disposição das instalações e equipamentos a colocar em estaleiro é uma tarefa, em geral, de cariz iterativo, não se tratando, portanto, de um trabalho exacto e analítico. Ou seja, o arranjo físico do estaleiro está sujeito a um grande número de variáveis, pelo que a solução encontrada varia de acordo com a importância dada a cada uma das referidas variáveis em cada fase de desenvolvimento do estaleiro. Esta operação não foi objecto de análise deste relatório.

5.2. EQUIPAMENTOS A MOBILIZAR

A maior parte dos equipamentos a colocar em obra tem um elevado custo associado pelo que a correcta utilização dos mesmos é de extrema importância. Admite-se, no entanto, que o aluguer dos equipamentos é pago ao mês, ou seja, mesmo que um dado equipamento seja apenas utilizado durante uma semana, o custo associado a esse equipamento é o equivalente a um mês de trabalho. Deve

referir-se que não foi efectuado o cálculo dos rendimentos das máquinas, fazendo-se apenas referência ao material utilizado.

Para completar os todos os trabalhos a executar, é necessário o seguinte equipamento:

1. Plataforma flutuante:



Fig. 5.4: Plataforma para construção dos caixotões – [27].

Quadro 5.2: Características da plataforma – [27].

Comprimento	Boca	Pontal	Capacidade de carga
48 metros	25 metros	3 metros	2.000 toneladas

2. Grua Flutuante *Moby Dick*, com as seguintes características:

Quadro 5.3: Características da plataforma *Moby Dick* – [27].

Comprimento:	60.0 metros
Boca:	20.0 metros
Pontal:	4,48 metros
Capacidade de Carga:	3.375 tf
Capacidade de Carga da Grua:	250 tf



Fig. 5.5: Plataforma *Moby Dick* – [27].

3. Camião *Dumper* – [28]:

Quadro 5.4: Características Camião *Dumper* – [28].

Marca	Modelo	Capacidade coroadada (m ³)	Carga máxima (ton)	Capacidade na carga máxima (m ³)	Velocidade Máxima (km/h)
Komatsu	HM400-2	22.3	36.5	18.84	57.1



Fig. 5.6: *Dumper Articulado Komatsu HM400-2*: 24 040kg - 69 040kg – [28].

4. Escavadora Hidráulica – [29]:



Fig. 5.7: Escavadora Hidráulica *Liebherr 984* – [29].

5. Rebocadores para transporte dos caixotões:



Fig. 5.8: Rebocador – [24].

5.3. ESTIMATIVA DE CUSTOS

Neste ponto são avaliados os custos tendo em conta apenas os custos de instalações, equipamentos utilizados e material. Para tal apresentar-se-ão se seguida vários quadros, compilando toda a informação previamente descrita. Será também feito um breve comentário quanto ao valor obtido.

As estimativas preliminares de custos foram efectuados aplicando os preços unitários em obras similares recentes às quantidades de trabalho a realizar também estimadas. Para os trabalhos mais significativos, os preços unitários considerados são os apresentados no Quadro 5.5.

Quadro 5.5: Preços Unitários para os trabalhos mais significativos.

Descrição	Preço
Transporte e Dragagem de sedimentos	5 €/m ³
Quebramento e dragagem de rocha	40 €/m ³
Betão armado classe C35/45 Eurocódigo 3 em caixotões	300 €/m ³
Betão armado classe C35/45 Eurocódigo 3 em vigas	180 €/m ³
Betão armado classe C35/45 Eurocódigo 3 em lajes	200 €/m ³
Betão ciclópico para enchimento dos caixotões	100 €/m ³
Material de enchimento dos caixotões	4.5 €/m ³
Transporte e colocação dos caixotões	3.000 €/Uni
Defensas	20.000 €/Uni
Cabeços de Amarração	2.500 €/Uni
Ancoragens Permanentes	90 €/m
Plataforma Flutuante	Sem Preço
Grua Flutuante	120 €/hora
Escavadora Hidráulica	50 €/hora
<i>Dumper's</i>	60 €/hora
Rebocadores para transporte dos caixotões	Sem preço
Estaleiro	120.000 €
Remoção de blocos	232 €/Uni
Transporte e Colocação (por unidades de 400 KN)	500 €
Betão (por unidades de 200 KN)	1.342 €
Colocação (por unidades de 200 KN)	176 €
Cofragens	Incluído
Custo de betão para blocos cúbicos <i>Antifer</i>	170 €/m ³

No cálculo do custo de fabrico dos caixotões, é apresentado o custo final total, mas esse é efectuado através do cálculo de cada um dos respectivos caixotões, pois não têm todos a mesma dimensão. O seu custo inclui o custo do betão utilizado, betão C35/45, custo das armaduras, cofragens e material de enchimento.

A plataforma flutuante para construção de caixotões, e os rebocadores dos caixotões não têm custo associado devido ao facto de que estes são da própria APDL.

A grua flutuadora, a escavadora hidráulica e os camiões *Dumper's* utilizados são de aluguer mensal.

O preço dos blocos por unidade de 200 KN depende do preço do betão utilizado na sua construção. O betão utilizado na construção dos blocos é betão C35/45 mas enriquecido com mineral de ferro, desta forma, para o mesmo volume obtemos mais peso nos blocos. O preço deste tipo de betão utilizado, por se tratar de um material novo na sua utilização, é-lhe acrescentado 15% do seu valor normal.

É de certa forma importante fazer referência ao estaleiro a instalar nesta obra. A disposição das instalações e equipamentos a colocar em estaleiro é uma tarefa, em geral, de cariz iterativo, não se tratando, portanto, de um trabalho exacto e analítico. Ou seja, o arranjo físico do estaleiro está sujeito a um grande número de variáveis, pelo que a solução varia de acordo com a importância dada a cada uma das referidas variáveis em cada fase de desenvolvimento do estaleiro.

Devido ao facto de a área disponível para colocação do estaleiro ser reduzida, a localização do estaleiro, onde serão colocados algum dos materiais, será junto ao posto B e C – Fig. 5.9. A zona de fabrico dos caixotões será junto ao molhe Sul.



Fig. 5.9: Posto B e C.

O cálculo do custo para a desmantelação do quebramar actual foi também efectuado com recurso a tabelas de preços unitários. Apresenta-se no Quadro 5.6 uma descrição do material e custo de operação para a realização da obra de intervenção.

Quadro 5.6: Descrição do material e custos na desmantelação e vazadouro do quebramar actual.

Demolição Super Estrutura		Vazadouro	
Escavadora	50 €/hora	Camião (14m3)	30 €/hora
Martelo	10 €/hora		0,6 €/km
Tesoura	10 €/hora	Motorista	10 €/hora
CJ. Oxicorte	2,5 €/hora		0,2 €/km
Manobrador	10 €/hora	Gasóleo	0,3 €/km
Serralheiro - para cortar o que for necessário (armaduras, etc...)	7,5 €/hora		
Gasóleo - consumo estimado de 50 ltos/hora da escavadora a trabalhar com martelo (tipo CAT325)	50 €/hora		

Actualmente as exigências ambientais são grandes pelo que convém fazer atenção aos trabalhos de demolição: o aço e o betão demolido têm destinos de vazadouro diferente, etc.

È essencial ter em atenção o trabalho necessário para a recolocação dos tetrápodes, que poderá não existir condições de segurança fundamentais para este trabalho.

Podemos considerar um rendimento de 2 m³/hora na demolição da super-estrutura, dependendo das condições locais, da classe de resistência do betão, da densidade de armaduras, etc.

Considerando o número de dias necessários e multiplicados pelo número de horas diárias (10 horas), obtemos um número total de 1250 horas. O serralheiro e o Oxicorte não trabalharam o número total de horas.

Para o cálculo do custo de vazadouro é considerado uma média de 50 km/h, uma vez que temos que considerar o tempo de carga e de descarga no custo. São também considerados a utilização de dois camiões. No Anexo Quadro A.5.2 está apresentado o cálculo do custo da desmantelação da Super-Estrutura.

A tabela que representa o cálculo total dos custos da obra é apresentada no Quadro 5.7. Ao preço total é ainda acrescentado uma percentagem de 10% correspondentes a outros trabalhos.

Os Anexos Quadros A.5.3 e A.5.4 apresentam o custo construção e enchimento dos caixotões, e o custo da operação de dragagem, respectivamente.

Nos cálculos dos custos efectuados não foi considerado os custos de manutenção da obra.

Quadro 5.7: Tabela Final dos custos de obra.

Descrição	Custo
Transporte e Dragagem de sedimentos	5.633.782,50 €
Quebramento e dragagem de rocha	
Caixotões	7.313.440 €
Transporte e colocação dos caixotões	84.000 €
Defensas	640.000 €
Cabeços de Amarração	55.000 €
Grua Flutuadora	120.000 €
Escavadora Hidráulica	64.000 €
Dumper's para transporte de sedimentos	76.800,00 €
Plataforma flutuadora	0,00 €
Grua Flutuadora	72.000 €
Rebocadores para transporte dos caixotões	0,00 €
Estaleiro	120.000 €
Remoção de blocos	139.320 €
Transporte e Colocação	200.000 €
Colocação da nova super-estrutura;	7.970.416 €
Ancoragens	946.332 €
Construção da nova cabeça;	1.594.083 €
Demolição da super-estrutura do quebramar anterior;	2.095.891 €
Preço total dos Blocos Cúbicos <i>Antifer</i>	2.611.193 €
Colocação dos Blocos	309.935 €
Total	32.866.013 €

5.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

O custo estimado de 33 milhões de euros, comparando com obras efectuadas, como por exemplo a reparação do quebramar do porto militar da Praia da Vitória, Açores, efectuada em 2002/03 de 5.600.000 €, ou a construção do terminal de graneis sólidos do porto de Aveiro, realizada em 2001/04, que englobou a construção de 750 metros de cais industrial, a construção de um terraplino com 22.000 m² de superfícies, fundado em 642 estacas, cada uma com 1000 mm de diâmetro e 4 500 toneladas de estacas-prancha valor final de 21.038.183 € – [30], é um valor bastante aceitável para o custo total final estimado.

Comparativamente com as alternativas propostas pelo *IHRH*, onde os custos das obras se apresentam no quadro resumo Quadro 5.8.

Quadro 5.8: Custos das propostas do *IHRH* – [8].

Alternativa	TOTAL (€) Fevereiro 2003	TOTAL (€) Fevereiro 2005	TOTAL (€) Fevereiro 2010
3	52.582.684 €	55.784.969,19 €	62.473.486,56 €
4	53.172.548 €	56.410.755,64 €	63.174.303,68 €
5	38.393.725 €	40.731.902,90 €	45.615.584,73 €
6	36.446.821 €	38.666.432,40 €	43.302.468,03 €
7	34.429.268 €	36.526.010,64 €	40.905.413,55 €
8	25.707.633 €	27.273.227,82 €	30.543.238,74 €
9	2.897.112 €	3.073.546,12 €	3.442.058,77 €
10	9.595.527 €	10.179.894,36 €	11.400.445,36 €
11	41.224.572 €	43.735.148,89 €	48.978.914,50 €
Proposta			32.866.012,79 €

Os resultados das propostas foram efectuados no ano de 2003. O relatório efectuado pelo *IHRH* apresenta os custos para o ano de 2005 com uma taxa de inflação de 1,5% por ano, sendo que o mesmo valor de inflação foi utilizado para estimativa dos custos para o ano de 2010.

Analisando assim o custo da proposta com os respectivos custos das hipóteses, ordena-se esta como a quarta mais barata, Quadro 5.8, classificada entre as hipóteses 7 e 8.

Fazendo uma comparação das hipóteses juntando no mesmo quadro a classificação relativo aos ensaios com o custo de cada hipótese, Quadro 5.9, obtemos o seguinte:

Quadro 5.9: Comparação dos custos com resultados dos ensaios.

Alternativa	Classificação Resultados Ensaios	TOTAL (€) Fevereiro 2010	Classificação Custos	Soma das Classificações
3	2	62.473.486,56 €	8	10
4	1	63.174.303,68 €	9	10
5	3	45.615.584,73 €	6	9
6	5	43.302.468,03 €	5	10
7	2	40.905.413,55 €	4	6
8	3	30.543.238,74 €	3	6
9	4	3.442.058,767 €	1	5
10	7	11.400.445,36 €	2	9
11	4	48.978.914,5 €	7	11

Pode-se verificar que a proposta que melhor se classifica nos ensaios é a opção mais cara, a hipótese mais barata encontra-se nos quartos melhores classificados, ou seja, seria a sexta melhor classificada, e a segunda melhor em termos de custos é a que apresenta piores resultados.

A última coluna do quadro mostra a soma das respectivas classificações, concluindo o que foi referido no parágrafo anterior. Esta coluna também permite observar que as hipóteses com melhor equilíbrio entre custos e resultados de ensaios, referidas com o número 6, são as hipóteses 7 e 8, onde o seu custo não varia em demasia comparado com a proposta do presente projecto.

Como se tratou de um estudo hipotético no cálculo do custo final, poderemos acrescentar um valor ao seu custo não de 10% mas de 25% devido a erros de custos, e, apesar disto, a solução continua a encontrar-se no lugar classificativo que se encontrava anteriormente, com um total de 37.347.741,71€.

6

CONCLUSÃO

“Em meados dos anos setenta começaram a mudar de forma radical os parceiros do comércio externo português, e por isso as vias utilizadas. Voltada a página do império, do sonho autárcico e do isolamento, as trocas reorientaram-se para a Europa continental onde se acelerava o desenvolvimento do tráfego TIR (...) restringindo a função portuária às matérias-primas mais pesadas e as viagens mais longínquas.”

François Guichard, O Porto no século XX, 1994. - [5]

6.1. CONCLUSÕES DO ENQUADRAMENTO DO PROJECTO

As condições de operacionalidade e segurança num terminal portuário estão intimamente relacionadas com o comportamento dos navios amarrados ao cais, nomeadamente com a amplitude dos seus movimentos e com o valor dos esforços nos cabos de amarração e nas defensas. O comportamento de navios amarrados não apresenta uma relação simples com as alturas de onda da agitação incidente, dependendo de muitos factores, tais como, o período da agitação incidente, os grupos de ondas, a direcção da agitação relativamente ao cais, as características dos navios amarrados e da estrutura de acostagem, as características elásticas dos cabos de amarração e das defensas, entre outros. As estruturas portuárias de acostagem e de amarração estão, consequentemente, submetidas, directa e indirectamente, a vários tipos de acções, com diferentes naturezas, o que lhes confere uma complexidade real e, em muitos casos, uma dificuldade objectiva na sua análise e conhecimento, para uma gestão mais eficaz das actividades associadas a essas mesmas estruturas, dentro do ambiente portuário. Essas acções estão relacionadas com a hidrodinâmica da agitação marítima na envolvente das estruturas (fenómenos de reflexão, refacção, rebentação, difracção, etc.), com os movimentos do navio durante a acostagem e a amarração, e com interacções excepcionais que possam também ocorrer no sistema navio/sistema de amarração/defensa/estrutura.

Em particular, neste projecto foi estudado em detalhe o comportamento do posto “A” do terminal petroleiro do porto de Leixões. O actual funcionamento deste posto não permite garantir as condições de operacionalidade, de segurança e ambientais, em média, durante cerca de 30% dos dias do mês, em que este valor aumenta quase para os 100% nos meses de Inverno. Este facto acarreta obviamente custos operacionais e riscos ambientais e de segurança, e daí a importância deste estudo.

Em resposta a este problema, apresenta-se um projecto de reformulação do quebramar norte do porto de Leixões como obra de protecção do posto A para navios petrolíferos, que se vinha revelando excessivamente vulnerável à acção das ondas, e consequente diminuição da sua operacionalidade.

Trata-se de um quebramar vertical com comprimento de 710 metros, que permite também mostrar uma possível nova aplicação de um quebramar vertical como posto contínuo para acostagem de navios petroleiros.

A solução final dos caixotões a utilizar apresenta dimensões superiores do que as necessárias, 22 metros e 15 metros respectivamente, devendo-se este facto à necessidade de haver espaço suficiente para manter as instalações existentes.

O local de implantação da obra já possui uma obra de protecção contra a acção das ondas, sendo parte dela utilizada como obra de protecção da nova estrutura marítima projectada. Dado o êxito da experiência relatada no presente relatório sobre a construção de um quebramar submerso destacado como obra de protecção de um trecho final de uma estrutura de protecção, foi recomendado que, em obras de protecção de obras marítimas que revelem deficientes comportamentos face à acção de ondas, no referente à estabilidade ou a galgamentos, se inclua uma do tipo da que foi tratada. Esse caso foi tomado em conta, pois este projecto parte do mesmo princípio: pré-rebentação das ondas de forma a baixar a sua energia para um nível consentâneo com as características estruturais da obra a proteger.

A estrutura sofreu também um redimensionamento da cabeça de modo a haver uma maior difracção e dissipação da energia das ondas incidentes. Foram previstos a instalação de uma camada de 1763 blocos cúbicos *Antifer* como solução para o problema.

O seu custo final, aproximadamente 33 milhões de Euros, apesar de parecer aceitável, requer um estudo mais pormenorizado e sensível, de modo a que a sua realização seja mais adequada.

6.2. CRÍTICA À SOLUÇÃO APRESENTADA, E POSSÍVEIS SOLUÇÕES

As críticas apresentadas relatam os factos constactados depois de apresentar a proposta final, que derivou de uma série de observações e constatações efectuados aquando uma análise mais cuidadosa, que poderá resultar em alterações da solução, mas que são referidas aqui para possibilitar uma maior atenção em estudos que poderão ser realizados futuramente.

Assim foram constactados factores que deverão ser analisados com atenção, caso este estudo seja levado avante.

6.2.1. CRÍTICA CONSTRUTIVA

Um possível obstáculo à solução apresentada será quando esta for sujeita aos galgamentos, pois estes irão cair na zona de trabalhos do posto de petroleiros.

As soluções apresentadas pelo *IHRH* mantêm a super-estrutura actual, conservando a distância entre esta e o caixotão existente. Isto resulta que existe uma área de segurança entre a super-estrutura e o caixotão que, em caso de galgamentos, a água cai numa zona que não possui estruturas sujeitas a serem danificadas, funcionando o caixotão existente como local permissível de se efectuar trabalhos de emergência para remover o navio em caso de grandes galgamentos, por exemplo.

A solução proposta não tem essa área de segurança, o que poderá resultar que quando sucederem galgamentos da super-estrutura a zona de trabalhos seja afectada por estes, prejudicando e afectando directamente os trabalhos. Como uma solução do problema levantado, poderá prever-se a realização de uma cobertura, ou uma estrutura, no topo da super-estrutura, capaz de assegurar que estes galgamentos não interfiram em demasia com possíveis trabalhos de emergência. Esta solução terá que

ter atenção às instalações de serviços para auxílio de futuros consertos da estrutura, como por exemplo a grua instalada no início do quebramar para colocação dos tetrápodes.

Uma outra solução possível poderá ser em alongar o “nariz” da super-estrutura de modo a que quando haja choque entre as ondas e a parede vertical anule uma grande parte dos galgamentos existentes. Mas esta solução poderá ser difícil de executar estruturalmente, podendo-se recorrer, assim, a outras hipóteses de protecção da zona de trabalho.

Com a solução apresentada, a largura de faixa de entrada dos navios irá reduzir-se cerca de 30 metros, o que será desfavorável para a dissipação da energia de ondas que os navios provocam, dificultando a entrada. Este problema poderá ser solucionado com a utilização de um número maior de câmaras de dissipação de energia nos caixotões, ou de outras estruturas destinadas ao mesmo efeito.

Esta estrutura tem um efeito positivo pois será possível controlar mais as dragagens na base da bacia de entrada e rotação, pois esta é uma estrutura rija, sem uso de enrocamentos.

Também poderá ser impossível transferir o posto de acostagem de navios petroleiros, o que levará a interromper o posto, levantando elevados custos ao porto.

Assim como solução alternativa poderá ser a utilização da boia de acostagem que se encontra em mar alto, em frente à refinaria da PetroGal, até que a obra esteja concluída, ou esteja capaz de receber navios petroleiros.

Na realidade, tratando-se de um estudo prévio hipotético, não é possível comparar com normalidade esta opção com as realizadas pelo IHRH, em termos de custos de obra, deviso ao facto do cálculo do seu custo ter-se baseado em custos de obras semelhantes, efectuadas em anos diferentes, não utilizando assim as mesmas bases que o IHRH.

Mas, apesar deste facto, já se fez um aumento de 25% no custo final, resultante destes mesmos factores, de modo a haver comparação de valores, e levando a que este estudo possa vir a ser futuramente desenvolvido.

6.2.2. CRÍTICA AMBIENTAL

É também extremamente importante fazer referência a um factor histórico da obra.

A estrutura já sofreu uma série de obras de reconstrução e remodelação, pelo que se pretende que se reduza futuros obras de requalificação para evitar custos de manutenção.

É com base neste facto que se tentou majorar algumas das condições impostas, em termos de acções, e consequentemente algumas dimensões, mas de maneira a que o custo de obra não seja exagerado, para que desta forma, os custos de manutenção sejam amortecidos.

Através deste factor também é previsível que a execução da obra não acarrete a questão do impacto ambiental. Como a obra já sofreu inúmeras obras de requalificação, as águas já não apresentam qualidades que possam vir a ter elevado nível de condições habitáveis a certos seres-vivos.

O facto de ser necessário proceder à desmantelação da super-estrutura actual e consequente desmonte e transporte dos materiais, só irá aplicar que se encontre um local justo para os colocar, mas esse local poderá ser o volume entre a estrutura e o quebramar submerso, onde também poderá ser colocados alguns dos tetrápodes existentes.

Uma outra solução poderá passar pela utilização de materiais e recursos menos susceptíveis a prejudicar o ambiente. Mas isto também poderá aumentar de uma certa forma os custos da obra. Por

exemplo, em vez de uma possível utilização de explosivos para a desmantelação da super-estrutura actual, poderá recorrer-se a apenas corte na estrutura. A verdade é que poderá aumentar o tempo de execução da obra, ou de maior dificuldade na execução, mas evitará possível poluição de águas, e poluição sonora.

Torna-se notório que o factor visual da obra é importante nesta obra pelo facto desta estar mais próxima de terra, e as suas dimensões serem grandes, pois a estrutura deslocou-se cercade 40 metros na direcção da costa, o que, para quem observa de terra, poderá ser constrangedora.

A solução causa também possíveis impactos visuais para os navios que entram no porto, pois, sendo uma obra de estruturas elevadas, poderá causar impactos psicológicos aos comandantes dos navios, quer petroleiros, quer outros, fazendo com que exista um maior receio na própria entrada de navios.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Embora os objectivos do presente relatório tenham sido alcançados com o desenvolvimento e caracterização da proposta de intervenção, este poderá ser a base de futuros desenvolvimentos de modo a completar o exercício realizado.

Se tal acontecer é necessário em primeira mão efectuar ensaios em modelo reduzido da proposta, onde será possível estudar a solução no que respeita ao seu comportamento face aos galgamentos e à dissipação da energia das ondas.

Só desta forma será possível comparar com mais exactidão esta solução com as restantes propostas apresentadas pelo *IHRH*.

É necessário também proceder a uma actualização dos fundos e do stado do actual quebramar, pois um distânciamento de 6 anos é demasiado elevado para continuar com a análise do actual quebramar.

BIBLIOGRAFIA

REFERÊNCIAS TÉCNICAS E NORMATIVAS

- [2] VERA-CRUZ, Daniel. CARVALHO, José Reis. *Maciço Submerso de Pré-Rebentação das Ondas como meio de Protecção de Obras Marítimas – O Caso do Quebra-Mar de Leixões*. 1993, LNEC.
- [4] PINTO, Francisco Taveira. *Dimensionamento Hidráulico e Estrutural de Quebramares de Taludes*. Março de 2001, FEUP.
- [8] GOMES, Fernando Veloso. PINTO, Francisco Taveira. LOPES, Hugo. *Relatório sobre as Condições de Operacionalidade no Terminal Petroleiro do Porto de Leixões, Relatório de Análise dos Registos de Operacionalidade e Intervenções no Quebramar Norte*. 2003, IHRH.
- [9] GOMES, Fernando Veloso. PINTO, Francisco Taveira. LOPES, Hugo. *Relatório sobre as Condições de Operacionalidade no Terminal Petroleiro do Porto de Leixões, Relatório de Modelação Física*, 2003, IHRH.
- [10] *Fundamentals of Design - Parte VI - Capítulo 5*. In *Coastal Engineering Manual*, 2006, US Army Corps of Engineers.
- [20] GOMES, Fernando Veloso. PINTO, Francisco Taveira. LOPES, Hugo. *Revitalização do Molhe Sul e Espaços Adjacentes, Nova Estação de Passageiros e Espaços Adstritos, Revisão do Estudo Prévio*. 2007, IHRH.
- [22] SANTOS, Paulo, *Apontamentos sobre Navios Posto A*, 2009, FEUP.
- [23] *Introduction to Coastal Engineering and Management – Capítulo 9 Breakwaters*, 2006, US Army Corps of Engineers.
- [24] GOMES, Fernando Veloso. *Estruturas de Acostagem e Amarração*. 1986/87, FEUP.

REFERÊNCIAS DE INTERNET

- [1] <https://www.apdl.pt/gca/index.php?id=195>. 31-12-2008, 17h24.
- [3] <https://www.apdl.pt/gca/index.php?id=338>. 31-12-2008, 17h37.
- [5] <https://www.apdl.pt/gca/index.php?id=542>. 03-01-2009, 16h38.
- [6] <https://www.apdl.pt/gca/index.php?id=339>. 30-12-2008, 21h25.
- [7] <https://www.apdl.pt/gca/index.php?id=340>. 30-12-2008, 21h14.
- [11] [http://it.wikipedia.org/wiki/Porto_di_Genova](http://www.apb.es/wps/portal/!ut/p/c1/04_SB8K8xLLM9MSSzPy8xBz9CP0os_hgz2DDIFNLYwMLfzcDAyNjQy9vLwNTV38LM_1wkA6zeH_nIEcnJ0NHAwNfUxegCh8XA2-nUCMDdzOIvAEO4Gig7-eRn5uqH5yap1-QnZ3m6KioCAAQoHV6/dl2/d1/L0lDU0lKSWdrbUEhIS9JRFJBQUlpQ2dBek15cXchL1lCSkoxTkExTk1MC01RncvN19TSVMxUjU5MzA4T0YwMDIzMUpLSjA1RU9PNC9EX0x1SDQxMzIwMDIy/?WCM_PORTLET=PC_7_SIS1R59308OF00231JKJ05EOO4_WCM&WCM_GLOBAL_CONTEXT=/wps/wcm/connect/extranetangleslib/El+Port+de+Barcelona/El+Port/9-06-2008, 9h40.[12] <a href=). 9-06-2008, 10h55.

- [13] <http://www.porto.genova.it/main.jsp?home=true>. 9-06-2008, 10h12.
- [14] http://www.porto.genova.it/porto/terminal/porto_petroli.asp. 9-06-2008, 11h24.
- [15] http://pt.wikipedia.org/wiki/Porto_de_Roterd%C3%A3o. 9-06-2008, 12h00.
- [16] <http://www.portofrotterdam.com/en/home/>. 9-06-2008, 14h45.
- [17] <http://www.portodesines.pt/pls/portal/go>. 9-06-2008, 15h40.
- [18] <http://www.portoriogrande.com.br/>. 9-06-2008, 16h00.
- [19] <http://www.fujairahport.ae/index.html>. 9-06-2008, 17h10.
- [21] <https://www.fentek.netv>. 15-05-2009, 11h45 – Catálogo de Defensas.
- [25] https://www.apdl.pt/visita_virtual/VR_Leixoes/Leixoes01.html. 14-05-2009, 14h20.
- [26] <http://www.icsa.pt/>. 14-05-2009, 16h10.
- [27] http://www.etermar.pt/equipamentos_maritimos_gflutuanes.htm. 14-05-2009, 14h35.
- [28] <http://www.directindustry.es/prod/komatsu-europe/dumper-articulado-22578-361926.html>. 14-05-2009, 16h20.
- [29] http://www.etermar.pt/equipamentos_terrestres_escav_hidra.htm. 14-05-2009, 14h55.
- [30] <http://www.seth.pt/obras.asp?idCat=2>. 14-05-2009, 11h15.

Anexo A

QUADROS

Quadro A.3.1: Distribuição dos registos por classes de períodos e alturas de onda (2001-2004) – [8].

Período (s)	Altura de onda (m)	Operacionalidade				Inoperacionalidade			
		Nº de Registos	% da Classe	% do Total	% do Global	Nº Registos	% da Classe	% do Total	% do Global
4 - 6	H <2,5	57	100,0	1,1	0,8	0	0,0	0,0	0,0
	2,5<H <5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	H> 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Total	57				0			
6 - 7	H <2,5	507	98,8	10,2	7,0	33	100,0	1,4	0,5
	2,5<H <5	6	1,2	0,1	0,1	0	0,0	0,0	0,0
	H> 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Total	513				33			
7 - 8	H <2,5	1.233	97,2	24,8	17,0	87	74,4	3,8	1,2
	2,5<H <5	36	2,8	0,7	0,5	30	25,6	1,3	0,4
	H> 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Total	1.269				117			
8 - 10	H <2,5	1.008	91,6	20,3	13,9	192	66,7	8,4	2,6
	2,5<H <5	93	8,4	1,9	1,3	96	33,3	4,2	1,3
	H> 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Total	1.101				288			
10 - 12,5	H <2,5	882	82,8	17,8	12,1	267	51,1	11,6	3,7
	2,5<H <5	177	16,6	3,6	2,4	246	47,1	10,7	3,4
	H> 5	6	0,6	0,1	0,1	9	1,7	0,4	0,1
	Total	1.065				522			
12,5 - 15	H <2,5	588	71,3	11,8	8,1	399	39,8	17,4	5,5
	2,5<H <5	234	28,4	4,7	3,2	558	55,7	24,3	7,7
	H> 5	3	0,4	0,1	0,0	45	4,5	2,0	0,6
	Total	825				1.002			
15 - 20	H <2,5	87	63,0	1,8	1,2	60	18,2	2,6	0,8
	2,5<H <5	45	32,6	0,9	0,6	195	59,1	8,5	2,7
	H> 5	6	4,3	0,1	0,1	75	22,7	3,3	1,0
	Total	138				330			
Global		4.968				2.292			

Quadro A.3.2: Distribuição dos registos por classes de períodos e alturas de onda (2001-2004), com base nos dados do Instituto Hidrográfico – [8].

Período (s)	Altura de onda (m)	Operacionalidade				Inoperacionalidade			
		Nº de Registos	% da Classe	% do Total	% do Global	Nº Registos	% da Classe	% do Total	% do Global
4 - 6	H < 2,5	418	100,0	8,7	6,0	6	100,0	0,3	0,1
	2,5 < H < 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	H > 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Total	418				6			
6 - 7	H < 2,5	768	99,7	16,0	11,1	34	100,0	1,6	0,5
	2,5 < H < 5	2	0,3	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	H > 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Total	770				34			
7 - 8	H < 2,5	867	96,7	18,0	12,5	128	85,9	6,1	1,8
	2,5 < H < 5	30	3,3	0,6	0,4	21	14,1	1,0	0,3
	H > 5	0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Total	897				149			
8 - 10	H < 2,5	1.446	92,0	30,0	20,9	313	63,0	14,9	4,5
	2,5 < H < 5	126	8,0	2,6	1,8	183	36,8	8,7	2,6
	H > 5	0	0,0	0,0	0,0	1	0,2	0,0	0,0
	Total	1.572				497			
10 - 12,5	H < 2,5	729	72,9	15,1	10,5	219	28,0	10,4	3,2
	2,5 < H < 5	270	27,0	5,6	3,9	469	60,1	22,3	6,8
	H > 5	1	0,1	0,0	0,0	93	11,9	4,4	1,3
	Total	1.000				781			
12,5 - 15	H < 2,5	61	42,4	1,3	0,9	35	6,4	1,7	0,5
	2,5 < H < 5	83	57,6	1,7	1,2	284	51,5	13,5	4,1
	H > 5	0	0,0	0,0	0,0	232	42,1	11,0	3,4
	Total	144				551			
15 - 20	H < 2,5	7	53,8	0,1	0,1	1	1,1	0,0	0,0
	2,5 < H < 5	6	46,2	0,1	0,1	21	24,1	1,0	0,3
	H > 5	0	0,0	0,0	0,0	65	74,7	3,1	0,9
	Total	13				87			
Global		4.814				2.105			

Quadro A.4.1: Tabela de defensas – [21].

	Navios-Tanque	Navios Carga Gás	Navios Petroleiros	Navios Carga Geral	Navios Contentores
<i>Super Cones Fender</i>	1	1	1	1	1
<i>Unit Element</i>	1	1	1	1	1
<i>Unit Element V-Fenders</i>	2	2	1	1	1
<i>Parallel Motion</i>	1	1	1	2	2
<i>Arch Fenders (AN)</i>	2	2	1	1	2
<i>Arch Fenders (ANP)</i>	2	2	1	1	2
<i>Cylindricals (Larger)</i>	2	2	1	1	2
<i>Cylindricals (Small)</i>	2	2	2	2	0
<i>Pneumatic Fenders</i>	1	1	1	1	2
<i>Hydro-pneumatic Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Foam Fenders</i>	1	1	1	1	2
<i>Donut Fenders</i>	2	2	2	2	2
<i>Shear Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Wheel Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Roller Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>UHMW Polythene</i>	1	1	1	1	1
<i>HD-PE Sliding Fenders</i>	2	2	2	2	2
<i>D & Square Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Composite Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>M-Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Block fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Cube Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Tug Cylindricals</i>	0	0	0	0	0
<i>Wing-D Fenders</i>	0	0	0	0	0
<i>Chains & Accessories</i>	1	1	1	1	1
<i>Anchors</i>	1	1	1	1	1
Geralmente utilizado	1				
Possibilidade de utilização	2				
Não utilizado	0				

Quadro A.4.2: Combinações e factores de segurança para B igual a 15 metros

Combinação		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Acções permanentes	FH (KN)	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047
	FU (KN)	375	375	375	375	375	375	375	375	375	375
	FG (KN)	4431	4431	4431	4431	4431	4431	4431	4431	4431	4431
Acções variáveis	Sobrecarga	1047	280	280	280	280		280	280	280	280
	Acostagem	FH (KN)			-600			-600			
		FH (KN)		100		100			100		
	Sismo	F _U (KN)		292	292		292			292	292
		FH (KN)		195			195			195	195
		FH (KN)			-195						
		FH (KN)	1047	1047	1342	252	1147	1242	447	1147	1242
	Total	FU (KN)	4057	4337	4629	4629	4337	4349	4337	4337	4629
		FS	1,97	2,11	1,76	9,37	1,93	1,78	4,95	1,93	1,90
	Total	Mo (KN.m)	12820	10370	13044	26294	13020	12844	26270	13020	10394
		Mr (KN.m)	34965	34965	34965	34965	34965	34965	34965	34965	34965
		FS	2,73	3,37	2,68	1,33	2,69	2,72	1,33	2,69	3,36

Quadro A.4.3: Combinações e factores de segurança para B igual a 22 metros

Combinações		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Acções permanentes	F _H (KN)	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047	1047
	F _U (KN)	471	471	471	471	471	471	471	471	471	471
	F _G (KN)	5753	5753	5753	5753	5753	5753	5753	5753	5753	5753
Acções variáveis	Sobrecarga	F _U (KN)	280	280	280	280	280		280	280	280
	Acostagem	F _H (KN)			-600		-600				
		F _H (KN)		100		100		100			
	Sismo	F _U (KN)		188	188			188		188	188
		F _H (KN)		125				125		125	
		F _H (KN)			-125						-125
		F _H (KN)	1047	1047	1272	322	1147	447	1172	1147	922
	Total	F _U (KN)	5282	5562	5750	5750	5562	5562	5470	5562	5750
		FS	2,57	2,71	2,30	9,11	2,47	6,34	2,38	2,47	2,50
	Total	Mo (KN.m)	12820	10370	13035	26285	13020	26270	12835	13020	10385
		Mr (KN.m)	58036	58036	58036	58036	58036	58036	58036	58036	58036
		FS	4,53	5,60	4,45	2,21	4,46	2,21	4,52	4,46	5,59

Quadro A.5.1: Plano geral de trabalhos.

Descrição das tarefas		Dias	Semanas
(Fase 1)	1 Construção de 14 caixotões	180	36
	Cofragens		
	Armaduras		
	Betonagem e presa		
	2 Rebaixamento de fundos (15.000 m ²)	30	6
	Dragagem		
	3 Transporte, colocação e enchimento dos caixotões	90	18
	Transporte		
	Colocação		
	Enchimento		
	Betonagem laje		
	4 Colocação de 335 metros da nova super-estrutura	30	6
	Construção		
	5 Terminal Petroleiro	15	3
(Fase 2)	Mudança de instalações		
	6 Construção de 14 caixotões	180	36
	Cofragens		
	Armaduras		
	Betonagem e presa		
	7 Rebaixamento de fundos (50.000 m ²)	30	6
	Dragagem		
	8 Transporte, colocação e enchimento dos caixotões	125	25
	Transporte		
	Colocação		
	Enchimento		
	Betonagem laje		
	9 Colocação de 380 metros da nova super-estrutura	30	6
	Construção blocos		
(Fase 3)	10 Terminal Petroleiro	10	2
	Reinstalação das Instalações		
	11 Construção da nova cabeça	20	4
	Demolição		
	Cofragens		
	Armaduras		
	Betonagem		
	12 Demolição da super-estrutura do quebramar anterior (100.000 m ³)	25	5
	Demolição		
	Transporte		
	Preenchimento		
	Enrocamento		
	13 Construção do quebramar da cabeça	125	25
	Dragagem		
	Colocação Enrocamento		
	14 Colocação dos blocos cúbicos Antifer.	130	26
	Construção blocos		
	Colocação		

Quadro A.5.2: Custo de demolição da Super Estrutura

Demolição da Super Estrutura			Percentagem de trabalho	Número de horas	Total
Escavadora	50	€/hora	100%	1250	62.500 €
Martelo	10	€/hora	100%	1250	12.500 €
Tesoura	10	€/hora	100%	1250	12.500 €
CJ. Oxicorte	2,5	€/hora	30%	375	937 €
Manobrador	10	€/hora	100%	1250	12.500 €
Serralheiro - para cortar o que for necessário (armaduras, etc.)	7,5	€/hora	25%	312	2.343 €
Gasóleo - consumo estimado de 50 ltos/hora da escavadora a trabalhar com martelo (tipo CAT325)	50	€/hora	100%	1250	62.500 €
Parcial	140	€/hora			165.000 €
Pode-se considerar um rendimento de 2 m ³ /hora (muito dependente das condições locais, da classe de resistência do betão, da densidade de armaduras, etc.)					
Parcial	70	€/m3			85.000 €
Vazadouro					
Camião (14m3)	60	€/hora	Considerando uma média de 50 km/h uma vez que temos que considerar o tempo de carga e de descarga no custo.		
	1,2	€/km			
Motorista	20	€/hora	Considerado a utilização de dois camiões		
	0,4	€/km			
Gasóleo	0,6	30 ltos /100km			
Parcial	2,2	€/km			
€/m3/km	0,16				
Simulando um transporte até 60 km resulta	9,4	€/m3			
Volume (m ³)	213500				
Parcial					2.000.000 €
Total					2.085.000 €

Quadro A.5.3: Custo construção e enchimento dos caixotões

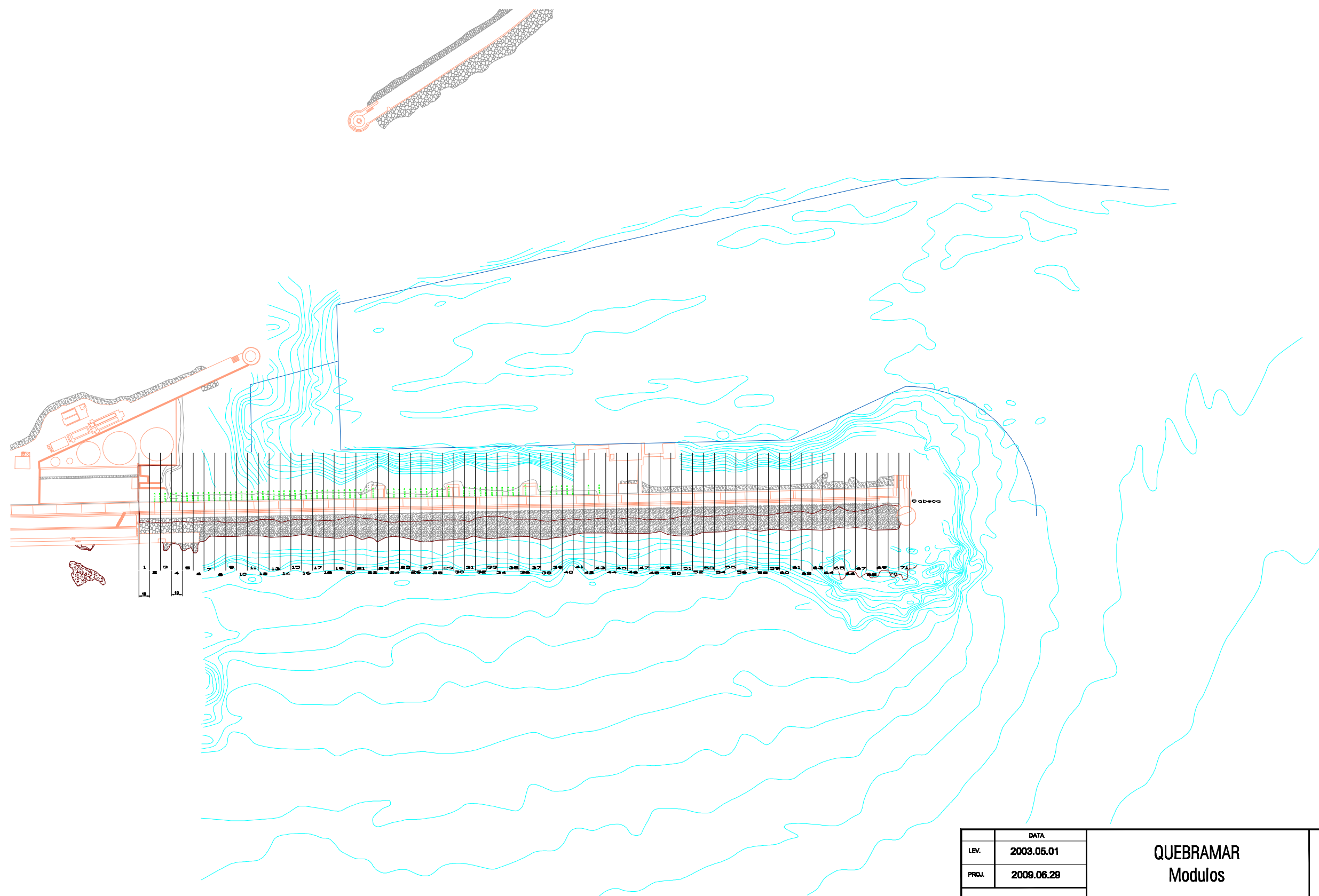
Tipo	Número de caixotões	Dimensões Caixotão (m)			Volume total caixotão (m ³)	Volume de areia por caixotão (m ³)	Volume de betão por caixotão (m ³)	Preço total de areia de enchimento	Preço total de betão
		Comp.	Larg.	Alt.					
1	2	20	12	15,7	3768	2426,5	1341,5	10.919 €	375.626 €
2	1	20	15	15,7	4710	2921,3	1788,7	13.146 €	500.835 €
3	24	25	22	22,2	12210	9007,5	3202,5	40.534 €	896.700 €
4	1	22	25	22,2	12210	8489,0	3721,0	38.201 €	1.041.880 €
Caixotão central	1	30	22	22,2	14652	-	14652,0	-	4.395.600 €
Total								7.313.440 €	

Quadro A.5.4: Custo operação de dragagem

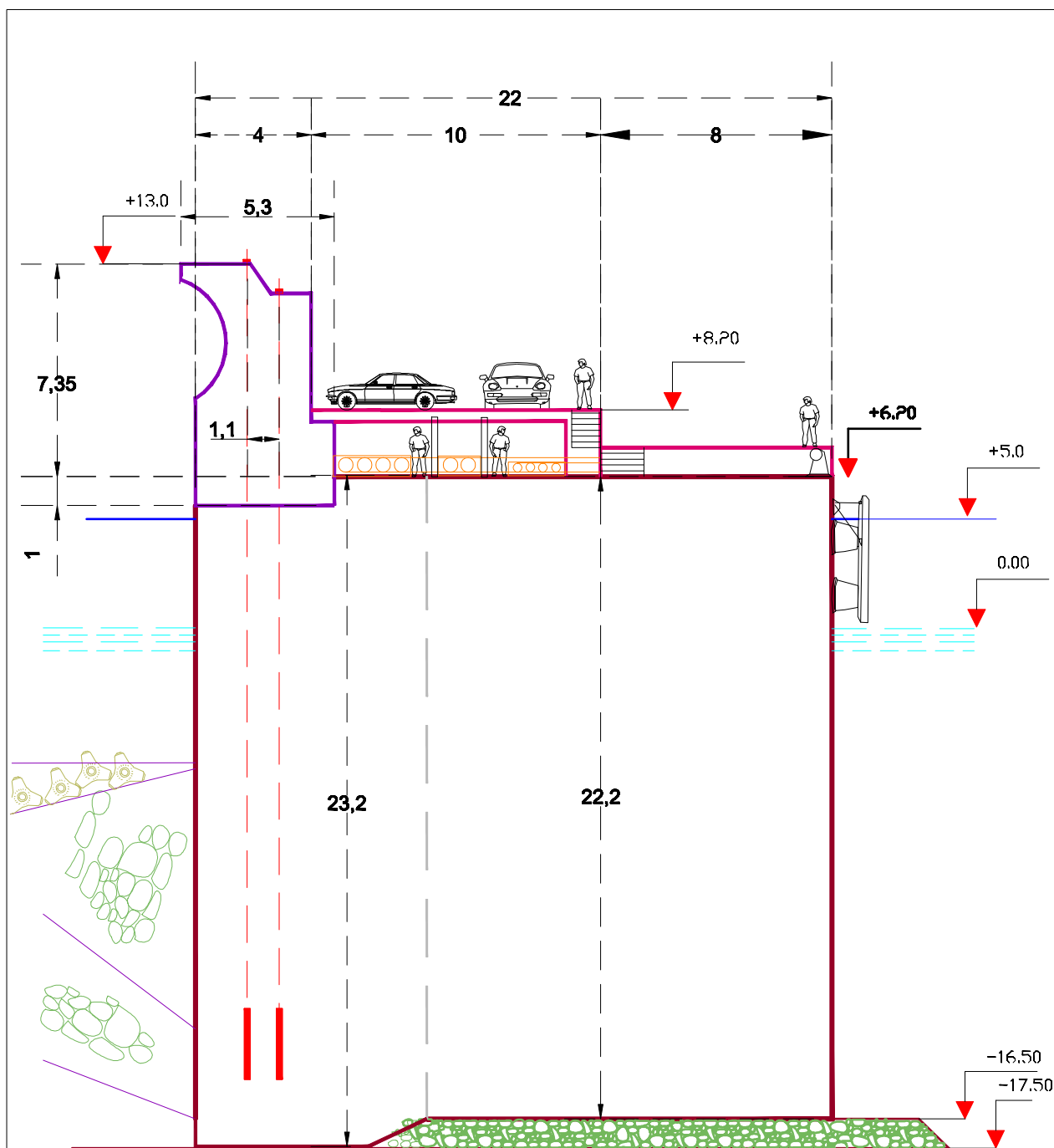
Perfil	Distância (m)	Área do perfil (m ²)	Volume total a retirar (m ³)	Volume necessário a introduzir de enrocamento (m ³)	Volume total a introduzir de enrocamento (m ³)	Preço total
0	60	592	35310			300.135,00 €
1	20	1685	34240			291.040,00 €
2	20	1739	33480			284.580,00 €
3	20	1609	36360			309.060,00 €
4	20	2027	37470			318.495,00 €
5	55	1720	62782,5			533.651,25 €
6	235	563	138532,5			1.177.526,25 €
7	220	616	206470			1.754.995,00 €
8	20	1261	18230	2030	-16200	91.150,00 €
9	20	835	17030	4470	-12560	85.150,00 €
10	100	868	0	55600	55600	278.000,00 €
11	100	566	0	42000	42000	210.000,00 €
12		0				
Total						5.633.782,50 €

Anexo A

FIGURAS

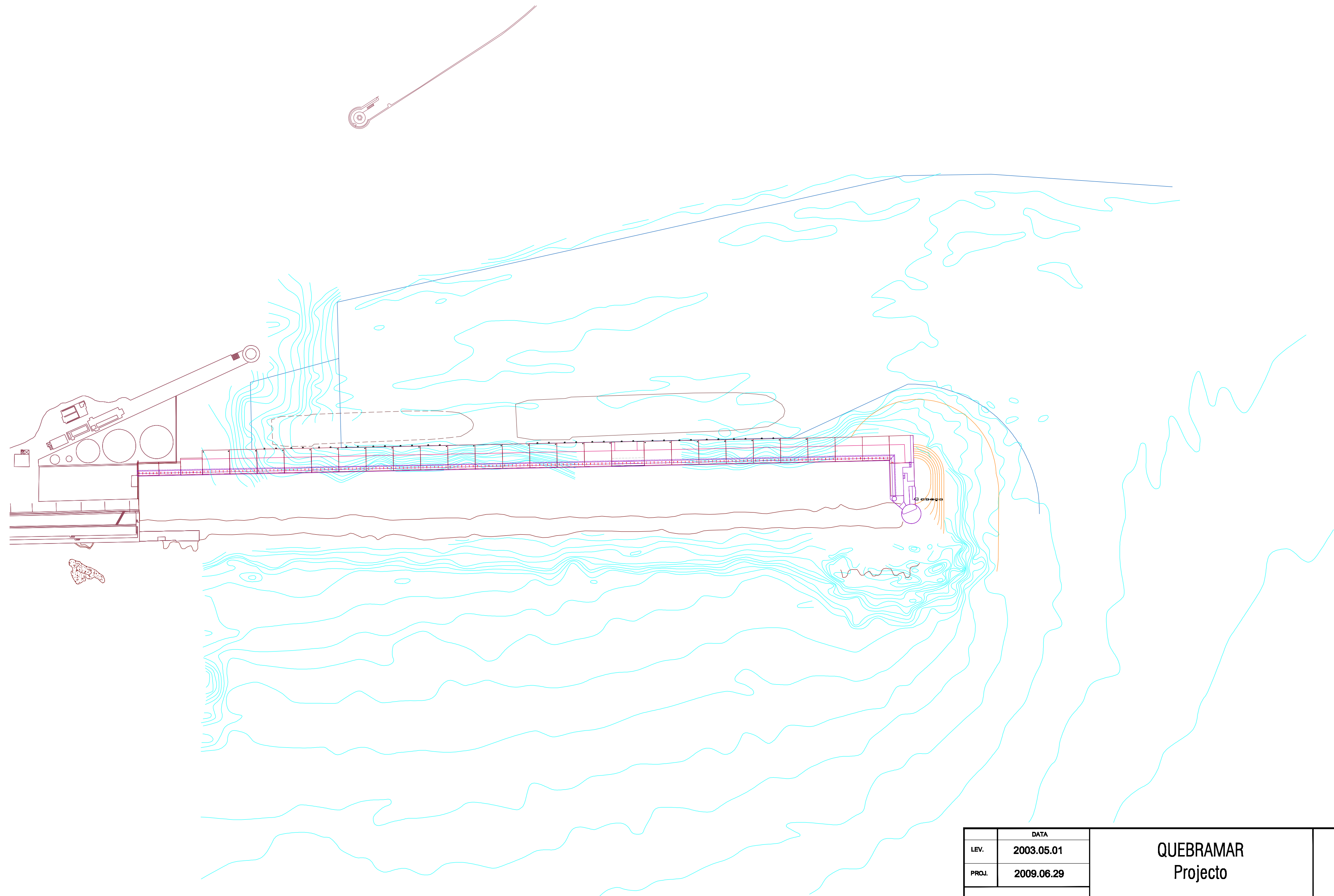


	DATA	QUEBRAMAR Modulos	Figura A.3.1
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
		TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES	ESCALA 1:3500



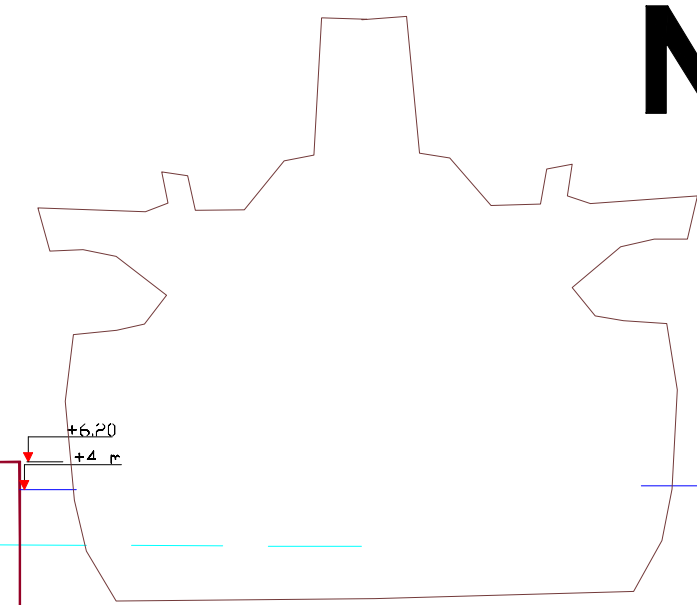
Legenda	
	Ancoragens
	Tubagens
	Defensas
	Cabeços de amarração
	Linha de Galeria
	Super-Estrutura
	Betão <i>in-situ</i>

	DATA	QUEBRAMAR Pormenor Caixaão Central	Figura A.4.1
LIV.	2003.05.01		
PROJ.	2006.08.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES			1:200

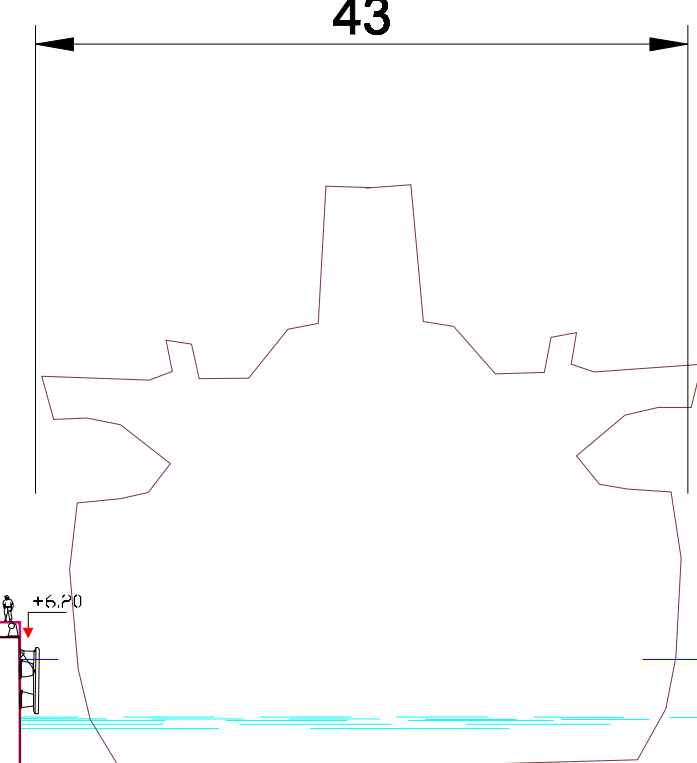


	DATA	QUEBRAMAR Projecto	Figura A.4.2
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES			ESCALA 1:2500

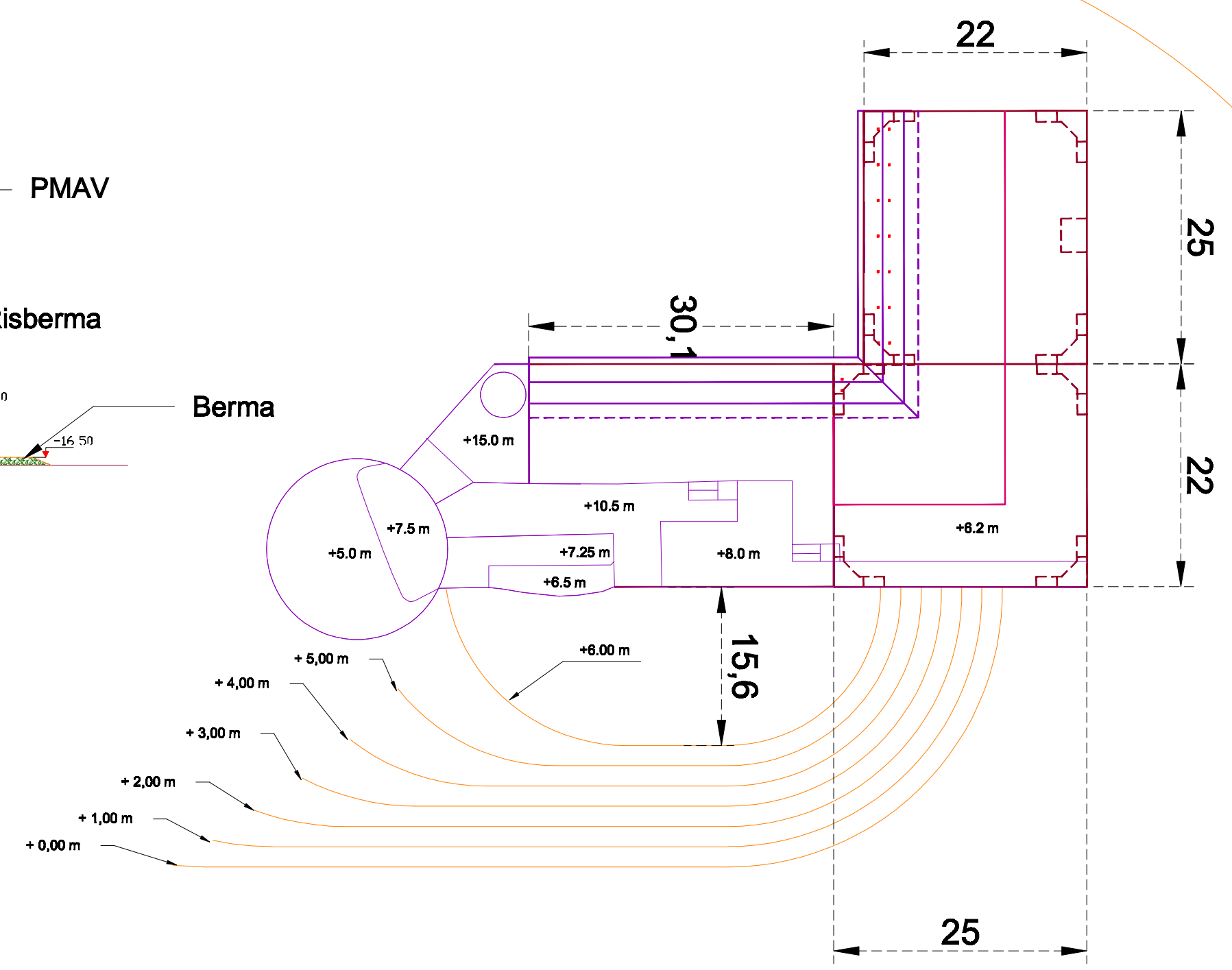
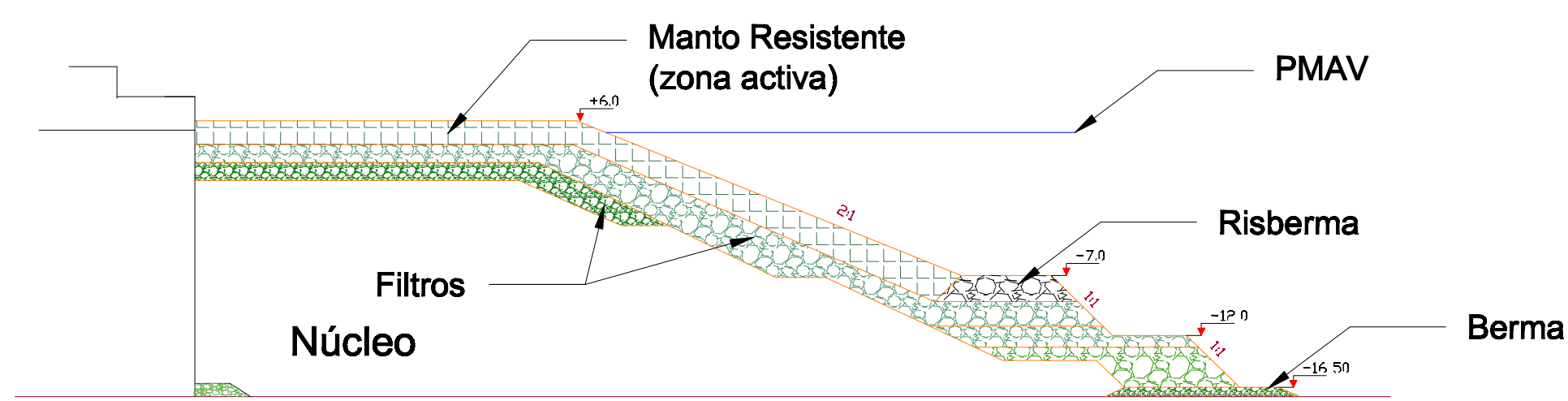
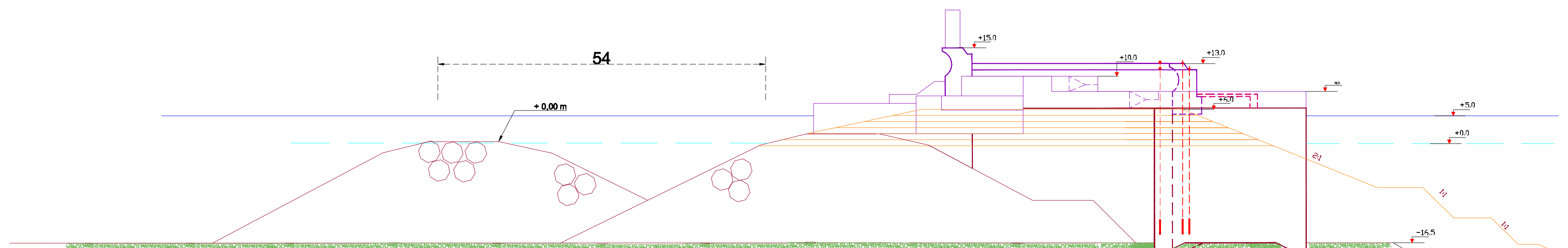
NAVIO



43

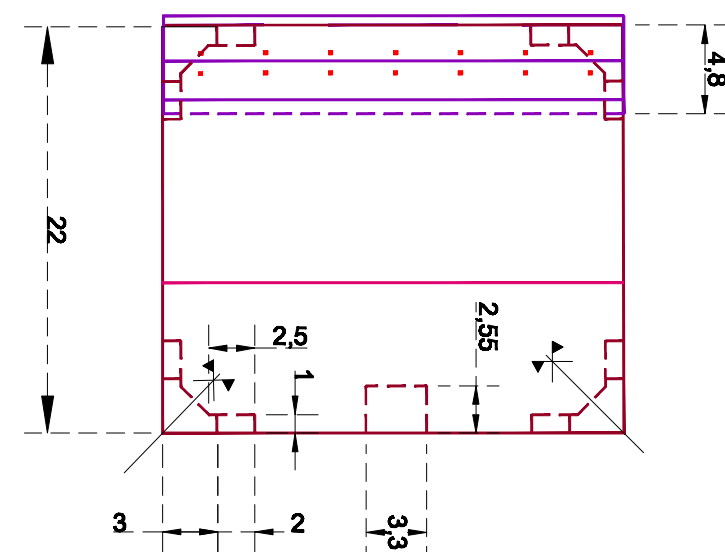
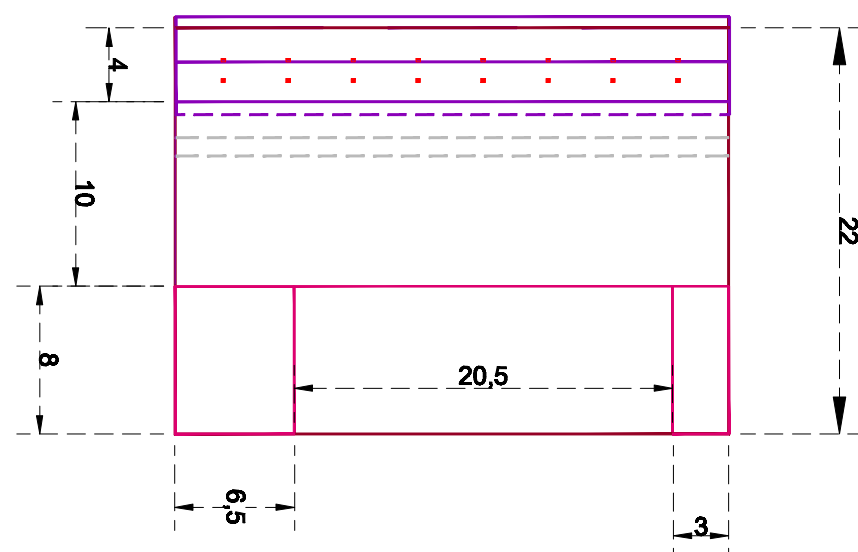
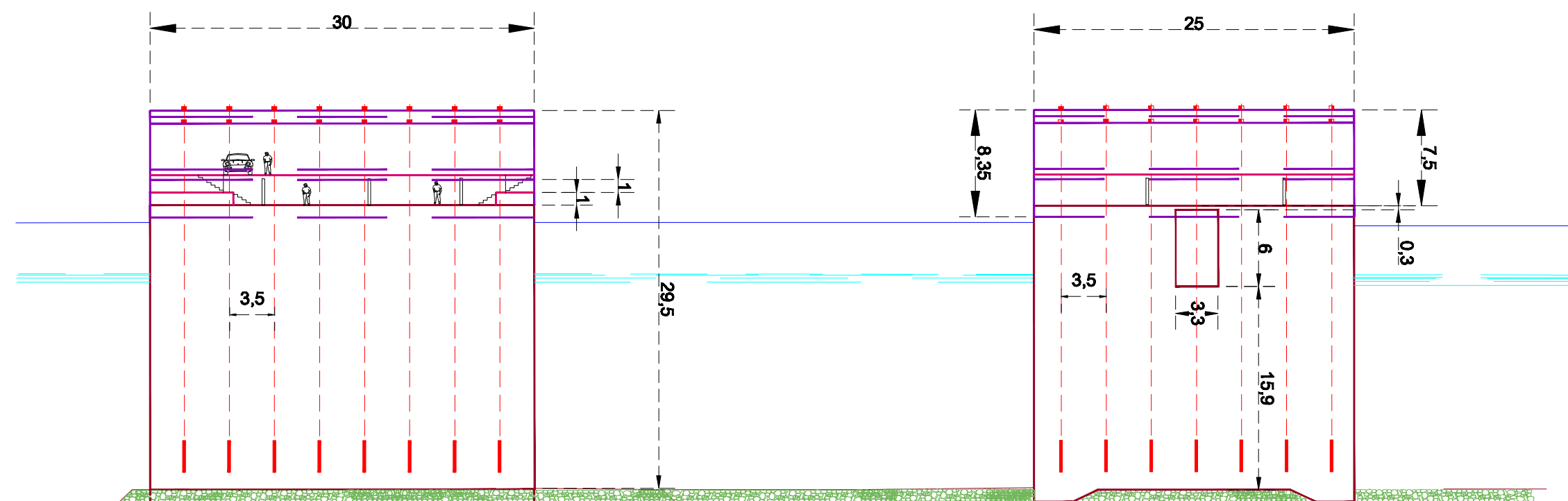


	DATA	QUEBRAMAR 1-Actual Caixotão Central 2-Projecto Caixotão Central	Figura A.4.3
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES			1:500



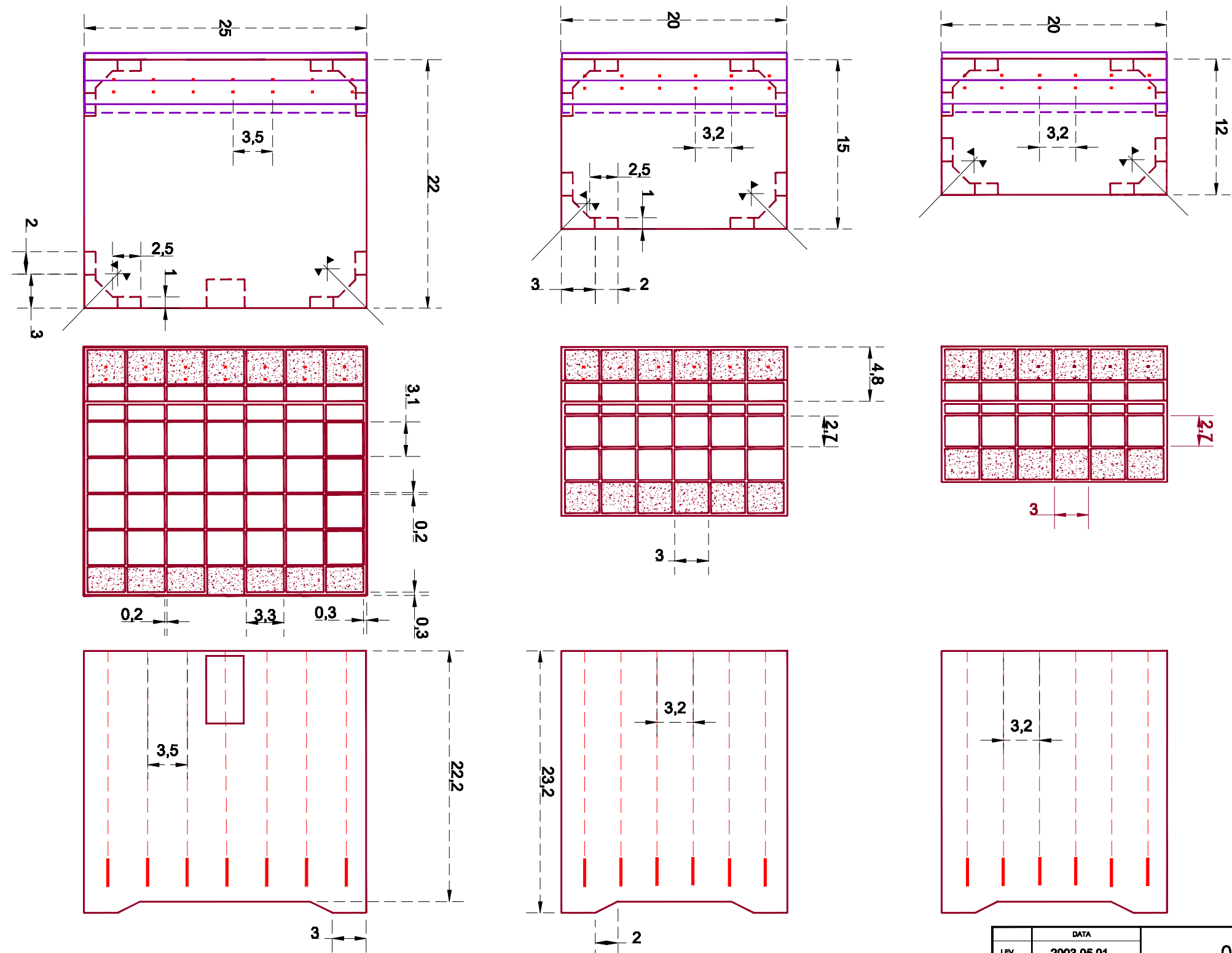
- Legenda**
- Ancoragens
 - Linha do talude do quebramar da cabeça
 - Linha de Galeria
 - Super-Estrutura
 - Linha de Navegação

	DATA	QUEBRAMAR Projecto Cabeça - Corte ,Panta e Partes Constituintes do Perfil	Figura A.4.4
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES			1:500



Legenda	
	Ancoragens
	Tubagens
	Betão in-situ
	Linha de Galeria
	Super-Estrutura

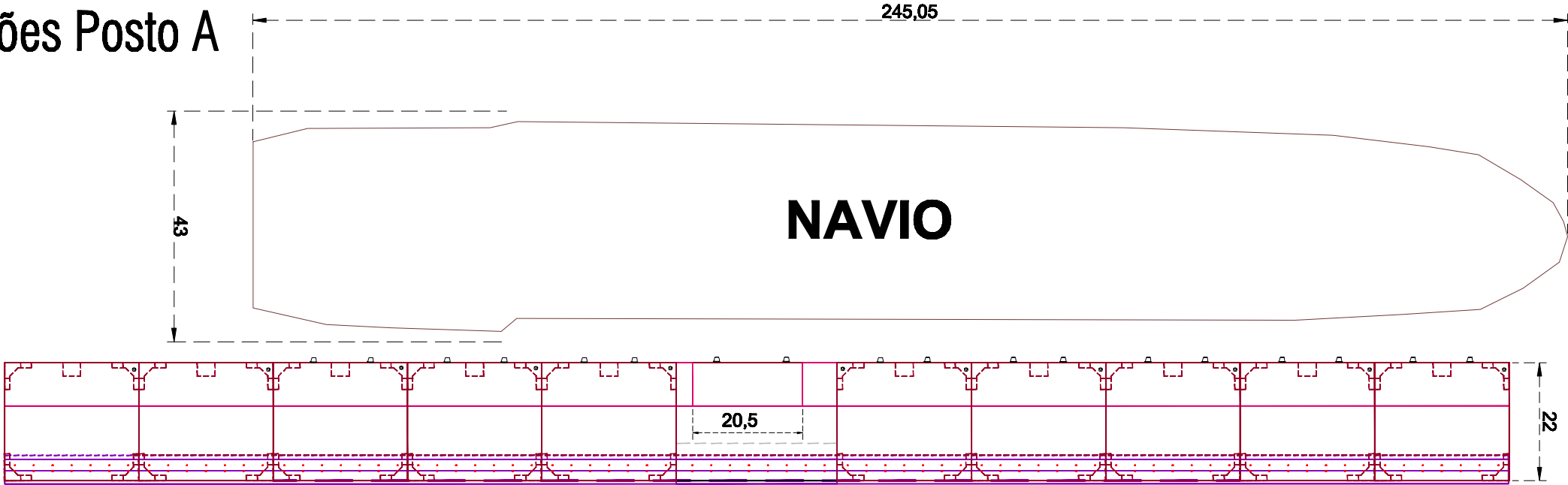
	DATA	QUEBRAMAR Pormenor Caixotões	Figura A.4.5
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES		1:400	



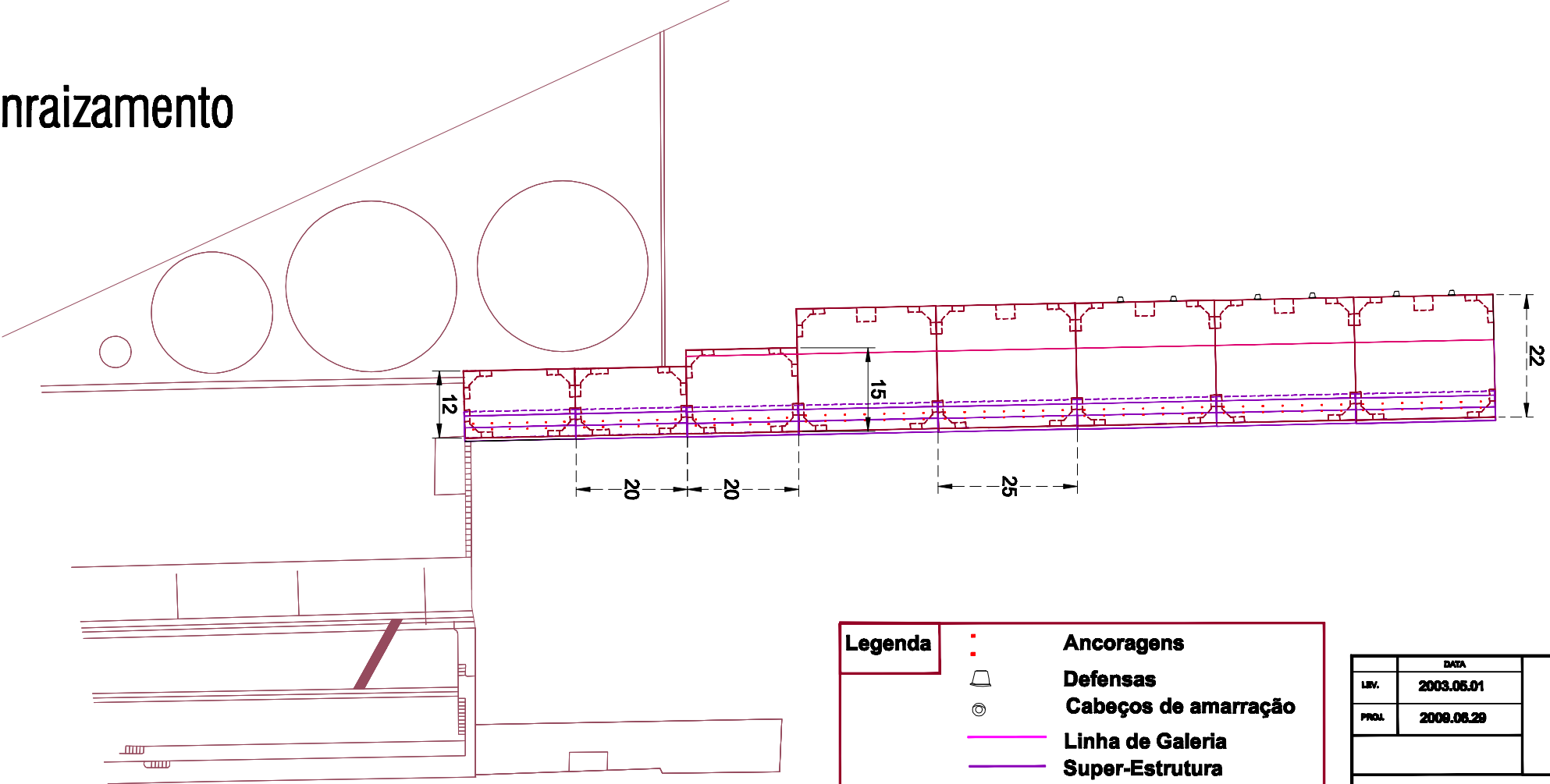
Legenda	
	Betão
	Ankoragens
	Super-Estrutura

	DATA	QUEBRAMAR Pormenor Caixotões	Figura A.4.5
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES		1:400	

Caixotões Posto A

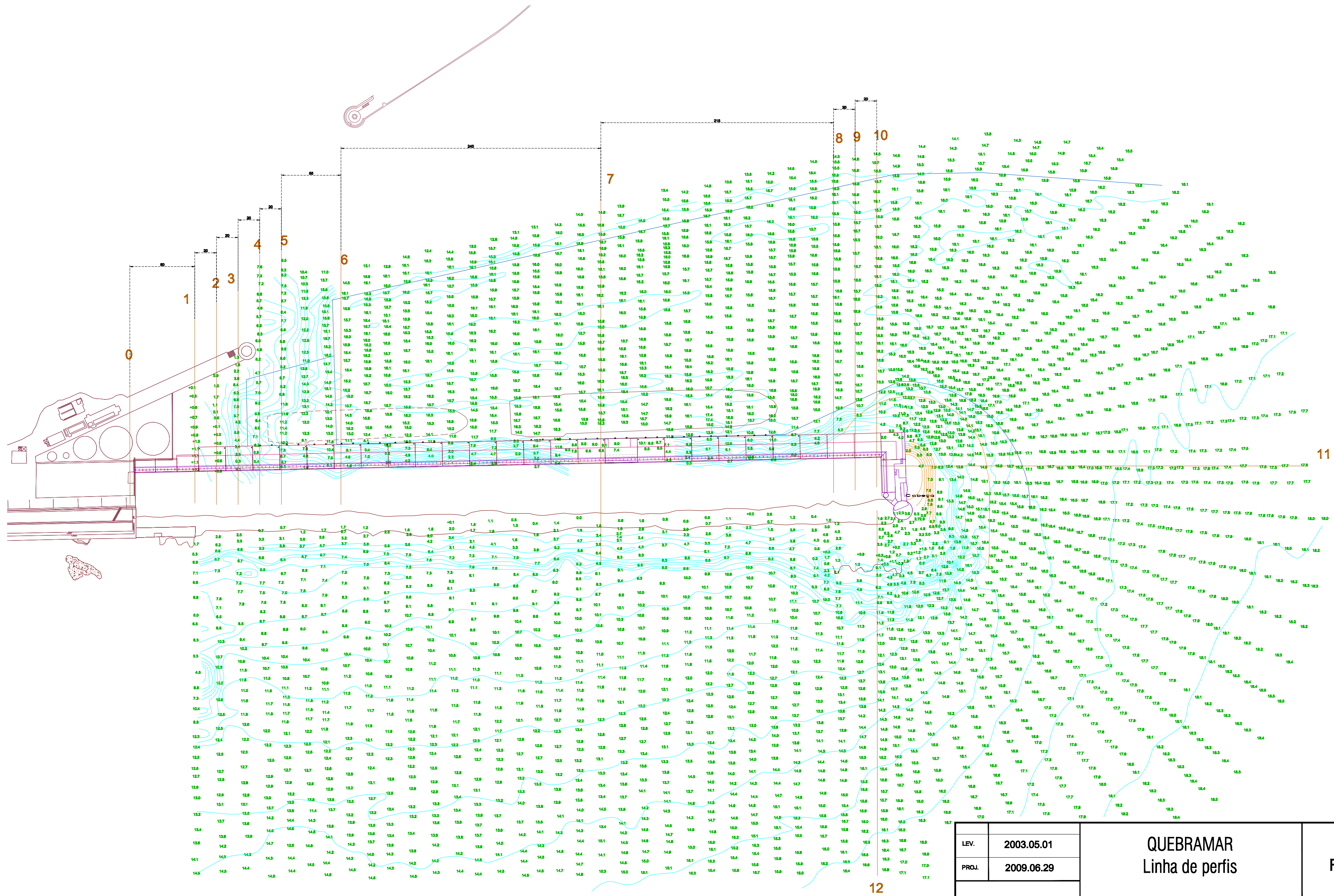


Enraizamento

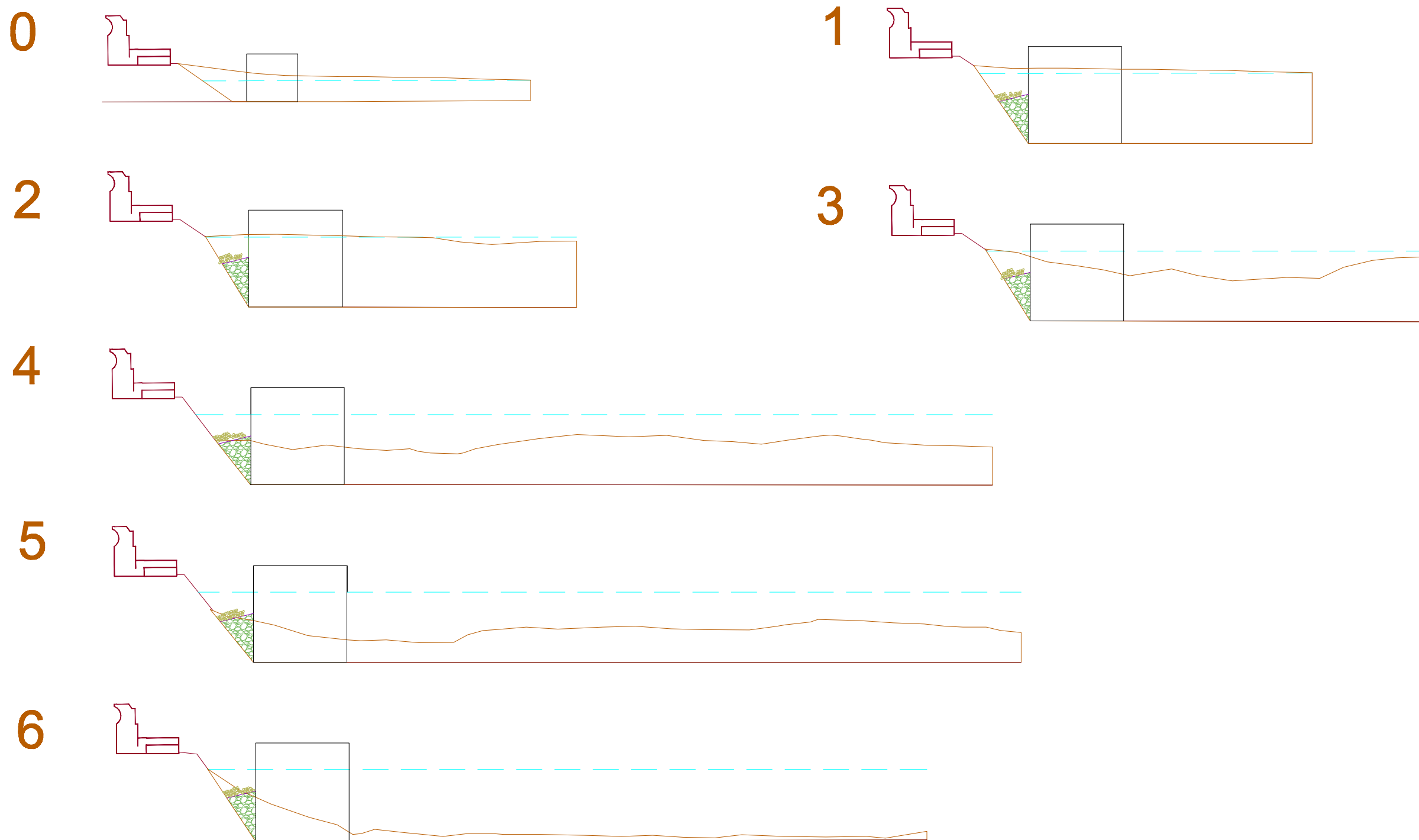


Legenda	
	Ancoragens
	Defensas
	Cabeços de amarração
	Linha de Galeria
	Super-Estrutura
	Betão in-situ

	DATA	QUEBRAMAR Caixotões Posto A - Enraizamento	Figura A.4.7
LIV.	2003.05.01		
PROJ.	2006.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES			1:1000



		QUEBRAMAR Linha de perfis	Figura A.4.8
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES			ESCALA 1:2500



Legenda	
----	Linha de água +0.00 m
—	Linha de superfície actual
—	Linha de superfície de projecto

	DATA	Perfil 1 - 6	Figura A.4.9
LEV.	2003.05.01		
PROJ.	2009.06.29		
TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES		1:1000	

