



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Prolongamento do Quebramar de Leixões: dimensionamento e estudo preliminar da influência da obra na evolução costeira

Valter Moreira Correia



isep Instituto Superior de
Engenharia do Porto

P.PORTO

2020

(página propositadamente em branco)



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Prolongamento do Quebramar de Leixões: dimensionamento e estudo preliminar da influência da obra na evolução costeira

Extension of the Leixões breakwater: design and preliminary study of the influence on coastal evolution

Valter Moreira Correia

1121326

*Estágio apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**, realizada sob a orientação do Doutor Hugo Guedes Lopes, Professor Adjunto Convidado do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP e coorientação da Doutora Márcia Lima, Investigadora da Universidade de Aveiro.*

(página propositadamente em branco)

Júri

Presidente

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

Professor Coordenador com Agregação, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor Hugo Guedes Lopes

Professor Adjunto Convidado, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

APDL – Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, Matosinhos

Doutora Márcia Lima

Investigadora, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Aveiro

Doutora Luciana Paiva das Neves

Professora Auxiliar Convidada, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

*A dissertação de **mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG)** foi apresentada e defendida em prova pública, por **Valter Correia**, em 13 de Novembro de 2020 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de **15 (quinze) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.*

*A todo o meu núcleo familiar e amigos;
Sem eles nada seria possível.*

(página propositadamente em branco)

Agradecimentos

Aos meus familiares, amigos e especialmente à Inês, um obrigado por toda a motivação e apoio.

Um agradecimento especial à APDL, por todo o material cedido, ao Doutor Hugo Lopes (APDL e DEG|ISEP) por toda a orientação, pela disponibilidade, pelos conselhos e por todo o auxílio na resolução dos problemas que surgiram no decorrer desta dissertação. Agradecer ainda à Doutora Márcia Lima (U.Aveiro) por toda a paciência e ajuda do decorrer do desenvolvimento do trabalho prático e ao Professor Carlos Coelho (U.Aveiro) por todo o suporte e conhecimento transmitido.

A todos, *Muito Obrigado!*

(página propositadamente em branco)

Palavras-chave

Quebramar, Porto de Leixões, dimensionamento, impacte ambiental, COAST

Resumo

Esta dissertação tira partido do projeto de prolongamento do quebramar exterior do Porto de Leixões e teve como objetivo estudar o dimensionamento do prolongamento do quebramar exterior norte do Porto de Leixões, como avaliar o impacte ambiental e socioeconómico recorrendo ao software COAST. Este software que inclui 3 módulos: um módulo de evolução de linha de costa (LTC), um módulo de pré-dimensionamento e um módulo de análise custo-benefício. Inicialmente será introduzido o contexto à nova obra, bem como a história da evolução do Porto de Leixões. A zona de estudo será caracterizada geológica e geotecnicamente e serão abordadas todas as hipóteses de prolongamento do quebramar que variam tanto na sua dimensão como na sua constituição. No que diz respeito ao dimensionamento, foram analisadas todas as fases de dimensionamento desde a conceção base, ao pré-dimensionamento, culminando com ensaios em modelo físico 2D e 3D que aprovaram a proposta de perfil transversal e dos pesos dos blocos. Recorrendo ao modelo LTC, modelo numérico que permite calcular a erosão e/ou acreção de uma determinada área exposta a determinadas condições hidrodinâmicas, foi possível simular o efeito que o prolongamento do quebramar terá na praia de Matosinhos, tanto a nível de acreção como de erosão. Para tal foram utilizados os levantamentos topo-hidrográficos periódicos e as séries temporais de registos de agitação marítima da zona de estudo, que a APDL dispõe. Ainda no LTC, podem ser implementadas obras de defesa costeira longitudinais e transversais sendo também possível o recurso a alimentações artificiais. O estudo do custo-benefício é realizado com base em balanços de acreção e erosão, onde pode haver ganhos ou perdas de valor do terreno. Esses valores vão sendo somados ao custo real da obra e da sua manutenção para determinar um valor total da obra e um possível retorno financeiro. Do que foi possível aferir através dos modelos utilizados, a maioria dos cenários de estudo são coerentes com o esperado e no que diz respeito à análise custo-benefício foi possível constatar que esta obra não trará um ganho para a linha de costa, e que provocará uma rotação anti-horária da praia, que exigirá a modelação periódica do plano praia. Contudo esta obra vai permitir melhores condições de segurança e de acesso aos navios na entrada do porto o que vai beneficiar a operação portuária e a economia da região.

(página propositadamente em branco)

Keywords

Breakwater, Porto de Leixões, design, environmental impact, COAST

Abstract

This dissertation takes advantage of the project of the extension of the outer breakwater of the Port of Leixões and aimed at analysing the design of the extension of the north breakwater of the Port of Leixões, how to assess the environmental and socio-economic impact using a tool called COAST. This software includes 3 modules: line evolution module (LTC), a pre-dimensioning module and a cost-benefit analysis module. Initially, the context for the new work will be introduced, as well as the history of the evolution of the Port of Leixões. The study area will be geologically and geotechnically characterised and all the hypotheses of extension of the breakwater, which vary both in size and in constitution, will be addressed. With regard to dimensioning, all the dimensioning phases were analysed, from the basic design, to the pre-dimensioning, culminating with tests in 2D and 3D physical model that approved the proposal of transversal profile and the weights of the blocks. Using the LTC model, a numerical model that allows calculating the erosion and / or accretion of a certain area exposed to certain hydrodynamic conditions, it was possible to simulate the effect that the extension of the breakwater will have on Matosinhos beach, both in terms of accretion and erosion. For this purpose, periodic top-hydrographic surveys and time series of maritime agitation records from the study area were used. Also in the LTC, longitudinal and transversal coastal defense works can be implemented, and the use of artificial feeds is also possible. The cost-benefit study is based on accretion and erosion balances, where there may be gains or losses in land value. These values are added to the real cost of the work and its maintenance in order to determine a total value of the work and a possible financial return. Of what was possible to measure through the models used, most of the study scenarios are consistent with what is expected, in case of cost-benefit analysis, it was possible to verify that this work will not bring a gain to the coastline, and that it will cause an anti-clockwise rotation of the beach, which will require periodic modeling of the beach plan. However, this work will allow better conditions of security and access to ships at the entrance of the port, which will benefit the port operation and the economy of the region.

(página propositadamente em branco)

Índice

1. Introdução	2
2. Enquadramento.....	6
2.1. Obras de proteção costeira	7
2.1.1. Obras portuárias.....	7
2.1.2. Estabilização de embocaduras	8
2.1.3. Proteção costeira	8
2.1.3.1. Esporões	9
2.1.4. Quebramares destacados	11
2.1.5. Obras longitudinais aderentes	12
2.1.6. Alimentação artificial	12
3. O Porto de Leixões	14
3.1. Enquadramento histórico.....	14
3.1.1. A evolução do Porto Comercial de Leixões	16
3.2. Estruturas de abrigo	21
3.3. Navegabilidade e manutenção dos fundos.....	22
3.4. Enquadramento da obra	24
3.4.1. Enquadramento regional	24
3.4.2. Enquadramento geológico	25
3.4.3. Enquadramento geomorfológico	29
3.4.4. Enquadramento hidrogeológico	34
3.4.5. Enquadramento geotécnico.....	37
3.4.6. Enquadramento sísmico.....	37
4. O novo quebramar do porto de leixões	42
4.1. Hipóteses de prolongamento do quebramar.....	43
4.2. Hipóteses para a extensão do quebramar e dimensionamento.....	44
4.2.1. Quebramares em taludes.....	49
4.2.1.1. Hipótese A.1	50
4.2.1.2. Hipótese A.2	51
4.2.1.3. Hipótese B.1	51
4.2.1.4. Hipótese B.2	52
4.2.2. Quebramar em taludes com quebramar submerso frontal.....	52
4.2.2.1. Hipótese C	53
4.2.3. Quebramar de perfil transversal misto (composto).....	53
4.2.4. Análise da implantação das soluções estudadas	55
4.2.4.1. Construção de um quebramar (semi-submerso) – nova solução	56
4.2.5. Outras soluções	59
4.3. Escolha da solução final	60
4.3.1. Estudos Preliminares.....	60
4.3.2. Ensaios físicos de estabilidade e galgamento	61
4.3.3. Descrição da solução estrutural	62
4.4. Dimensionamento dos mantos resistentes	64
4.4.1. Onda de projeto	64
4.4.2. Peso dos elementos do manto resistente.....	66
4.4.3. Densidade de colocação dos blocos Antifer.....	67
4.5. Ensaio tridimensionais em modelo físico	68
4.5.1. Análise de resultados	71
5. Influência da obra na orla costeira utilizando o COAST	80
5.1. Modelo de evolução da linha de costa – LTC (Long-Term Configuration)	80
5.1.1. Transformação da onda	81
5.1.2. Transporte longitudinal de sedimentos	81

5.1.3. Balanço de massa e evolução do perfil transversal	82
5.2. Aplicação do software LTC ao caso de estudo	83
5.2.1. Interface do software	85
5.2.1.1. Área de estudo	86
5.2.1.2. Ondas e marés	86
5.2.1.3. Condições fronteira	88
5.2.1.4. Intervenções/Estruturas	89
5.2.4.1. Obras longitudinais	90
5.2.1.4.2. Obras transversais	90
5.2.1.4.3. Alimentação artificial	91
5.2.1.5. Referências dos valores de saída	92
5.3. Cenários de estudo	93
5.4. Custo-benefício	96
5.4.1. Inserção de dados	96
5.4.2. Benefícios positivos e negativos	98
5.4.3. Custos	101
5.5. Análise crítica aos resultados	103
6. Conclusões	106
Referências Bibliográficas	108
Anexos	112

Índice de figuras

Figura 1. Tipos de quebramares existentes (Lopes, 2005).....	8
Figura 2. Efeitos da construção do esporão em Espinho. (Adaptado de Google Earth)	9
Figura 3. Campo de esporões em Espinho. (Adaptado de Google Earth)	10
Figura 4. - Proposta de James Abernethy para o Porto de Leixões, 1865 (<i>A História - APDL</i>).	15
Figura 5. Titã em funcionamento na construção do Porto de Leixões. (Foto de Emílio Biel via arquivo APDL).....	16
Figura 6. Planta para a primeira expansão do Porto de Leixões. (in Adolpho Loureiro e Santos Viegas, Porto de Leixões. Projeto do melhoramento, Lisboa, 1908) (Arquivo APDL).....	17
Figura 7. Ampliação do Porto Comercial de Leixões, Eng ^o Henrique Schreck, 1955. (Arquivo da APDL)	17
Figura 8 – Esquemas da evolução do Porto de Leixões.	19
Figura 9 - Mapa do Porto de Leixões. (APDL, 2017)	20
Figura 10 - Quebramar exterior Norte (vista de S-N). Retirado de Nemus, 2017	21
Figura 11 - Localização do Porto de Leixões (Foto via Satélite, Google Earth)	25
Figura 12 - Modelo de distribuição litológica dos fundos rochosos do Porto de Leixões (Fonte: Pacheco, 2004)	27
Figura 13 - Espessura da cobertura sedimentar no Porto de Leixões. Adaptado de Geosub (2017) in CONSULMAR (2018).	29
Figura 14 - Enquadramento geomorfológico do Porto de Leixões. Adaptado de Pereira <i>et al</i> (2014).	29
Figura 15 - Representação da variação de largura da Praia de Leça da Palmeira (Google Earth Pro 2019).	31
Figura 16 - Representação da variação de largura da Praia de Leça de Matosinhos. (Google Earth Pro 2019).	32
Figura 17 - Esquema da deriva sedimentar entre o Porto de Leixões e o estuário do Douro e localização das praias em cunha (Nemus, 2018).	33
Figura 18 - Representação esquemática da evolução da praia de Matosinhos entre 2008 e 2016. (Fortunato <i>et al</i> , 2017)	34
Figura 19 - Localização das captações de água subterrânea no Porto de Leixões. (Retirado de Nemus, 2018)	36
Figura 20 - Carta de zonamento sísmico de Portugal (RSAEEP, 1983).	38
Figura 21 - Zonas Sísmicas em Portugal.	38
Figura 22 – Perfil corrente da solução em taludes. (IHRH, 2013).	47
Figura 23 – Quebramar de perfil transversal misto. (IHRH, 2013).....	48
Figura 24 – Perfil corrente da Hipótese A.1. (IHRH, 2013).....	50
Figura 25 – Perfil corrente da Hipótese A.2. (IHRH, 2013).....	51
Figura 26 - Perfil corrente da Hipótese B.1 (IHRH, 2013).....	51
Figura 27 – Perfil corrente da hipótese B.2. (IHRH, 2013).	52
Figura 28 - Perfil corrente da Hipótese C. (IHRH, 2013).....	53
Figura 29 - Perfil corrente da Hipótese D.1. (IHRH, 2013)	54
Figura 30 - Perfil corrente da Hipótese D.2. (IHRH, 2013)	54
Figura 31 - Esboço da implementação do prolongamento do quebramar norte do porto de Leixões. (IHRH, 2013)	55
Figura 32 – Esboço da implementação do quebramar submerso de proteção do quebramar em taludes. (IHRH, 2013)	57
Figura 33 – Perfil corrente do quebramar submerso tem o coroamento à cota +0.00 m (ZHL). (IHRH, 2013)	58
Figura 34 – Perfil corrente do quebramar semi-submerso ou “galgável” à cota 7.0 m (ZHL). (IHRH, 2013)	58
Figura 35 – Perfil transversal do quebramar vertical. (IHRH, 2013).....	59

Figura 36 – Perfil transversal tipo para prolongamento do quebramar exterior. (IHRH, 2013)	61
Figura 37 – Corte transversal do perfil ensaiado.	62
Figura 38 – Localização dos pontos PL e PL2.....	65
Figura 39 – Modelo tridimensional com as zonas de controlo definidas. (LNEC, 2018; in Consulmar, 2019).....	69
Figura 40 – Corte transversal do perfil do tronco ensaiado (Zonas A, B e C).....	69
Figura 41 – Perfil transversal do troco do quebramar da hipótese final (Consulmar, 2019).....	70
Figura 42 – Perfil transversal da cabeça quebramar da hipótese final (Consulmar, 2019).	70
Figura 43 – Estrutura computacional do modelo LTC (adaptado de Silva, 2010: in Lima, 2018).....	83
Figura 44 - Malha utilizada para realizar o levantamento topo-hidrográfico da zona de estudo. ..	84
Figura 45 – Características da área de estudo.	85
Figura 46 – Área de estudo no software LTC.	86
Figura 47 – Roseta de direções das ondas e gráfico de altura de onda.	87
Figura 48 – Dados das marés inseridos no software.....	88
Figura 49 – Condições fronteira admitidas no caso de estudo.	89
Figura 50 – Área de estudo com todas as intervenções.	92
Figura 51 – Outputs inseridos no software LTC.	92
Figura 52 – Lista de parâmetros existentes no software LTC.....	93
Figura 53 – Ficheiro autocad após corrida de software.	94

Índice de quadros

Quadro 1. Top 5 mundial de portos (World Shipping Council, 2018)	6
Quadro 2. Obras de melhoramento no Porto de Leixões (Adaptado de APDL).....	18
Quadro 3 - Fundos de serviço das infraestruturas do Porto de Leixões.	23
Quadro 4 - Volume de materiais dragados no Porto de Leixões, no período 2012-2016	24
Quadro 5 – Zonas Sísmicas e correspondentes acelerações	39
Quadro 6 -Estimativas preliminares da quantidade de materiais utilizados.	58
Quadro 7 – Estimativas preliminares das quantidades de materiais para a solução do quebramar vertical.....	60
Quadro 8 – Características do dimensionamento do manto resistente	67
Quadro 9 – Critério de classificação de quedas de blocos artificiais do manto resistente (LNEC, 2018) in (Consulmar,2019).....	71
Quadro 10 – Critério de classificação de movimentos de blocos artificiais do manto resistente. ..	72
Quadro 11 - Características das obras longitudinais.....	90
Quadro 12 - Características das obras transversais.	90
Quadro 13 - Volumes da alimentação artificial e o seu posicionamento.	91
Quadro 14 - Condições base para todos os cenários de estudo.	93
Quadro 15 - Tabela de acreção e erosão no cenário base.....	95
Quadro 16 - Tabela resumo da acreção e erosão no caso de estudo.....	95
Quadro 17 – Excerto da tabela de acreção em milhares de m ²	97
Quadro 18 – Excerto da tabela de erosão em milhares de m ²	97
Quadro 19 – Benefícios positivos e negativos em 18 anos.....	100
Quadro 20 - Custo da extensão de 300m com alimentação artificial.....	101
Quadro 21 - Tabela custo-benefício do prolongamento de 300m com alimentação artificial.....	102

(página propositadamente em branco)

Índice de acrónimos ou abreviaturas

APDL – Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, SA

TEU – Twenty-foot Equivalent Unit

IHRH – Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LNEG – Laboratório Nacional de Energia e Geologia

ZHL – Zero Hidrográfico de Leixões

H_s – Altura de onda

W – Peso de um elemento do manto (kN)

W_r – Peso volúmico do material dos cubos (kN/m³)

W_w – Peso volúmico da água do mar (10,25 kN/m³)

K_d – Coeficiente relativo ao tipo de elemento do manto e arrumação

N_R – Número de cubos de betão a aplicar numa superfície de talude com área A

A – Superfície de talude de referência (considerou-se 100 m²)

n – Número de camadas de revestimento do manto

K_Δ – Coeficiente que depende do tipo de elemento

P – Porosidade (%)

K – Coeficiente empírico

ρ – Massa volúmica da água

ρ_s – Massa volúmica dos sedimentos

G – Aceleração da gravidade

n – Porosidade da areia

γ_b – Índice de profundidade de rebentação

H_{sb} – Altura de onda significativa na rebentação

θ_b – Ângulo de incidência da onda na rebentação

VC_i – Custos Totais/ano

R – Taxa de desconto

(página propositadamente em branco)

Capítulo I

Introdução

1. Introdução

A escolha do tema da dissertação prende-se com o interesse em compreender a necessidade de prolongar o quebramar existente, analisar o dimensionamento da nova estrutura e os seus eventuais efeitos na evolução da linha de costa. Quem alguma vez visitou Matosinhos, sabe e conhece a importância que o Porto de Leixões tem para a comunidade e decerto notou a dimensão praia de Matosinhos, que é das mais emblemáticas praias na região norte de Portugal. Saber mais sobre os impactes da obra na praia de Matosinhos tanto a nível visual como no âmbito socioeconómico também influenciou a escolha do tema.

A presente monografia tem como objetivo analisar o prolongamento do quebramar de Leixões, fazendo um enquadramento inicial sobre as estruturas de defesa costeira mais usuais, descrevendo a história do Porto de Leixões e apresentando o seu layout atual. No que diz respeito ao prolongamento do quebramar de Leixões o objetivo é ainda estudar as diversas alternativas equacionadas, apresentar o dimensionamento e os ensaios da hipótese final escolhida e estudar o impacto que a obra poderá ter na orla costeira utilizando o software COAST, que inclui um módulo de evolução de linha de costa (LTC), um módulo de pré-dimensionamento e um módulo de análise custo-benefício.

A dissertação encontra-se dividida em seis capítulos que abordam todo o estudo e análise do projeto, sendo que o presente capítulo apresenta os motivos da escolha do tema.

No segundo capítulo é feito o enquadramento, onde se aborda o motivo pela qual a obra se realizará, tendo em conta a evolução da dimensão dos navios de transporte de contentores e a necessidade de adaptação das infraestruturas à nova realidade. A geotecnia portuária também se encontrará neste capítulo com o objetivo de apresentar diversas obras de defesa costeira tendo em conta os objetivos que se pretendam atingir.

O terceiro capítulo centrar-se-á no Porto de Leixões, desde a sua construção às alterações que sofreu em diversas alturas até ao presente ano. Também é apresentado o Porto de Leixões atual, com as suas estruturas portuárias e com informação dos fundos em cada área.

O prolongamento do quebramar é abordado no capítulo quarto, onde é realizada a caracterização geológico/geotécnica do local onde se implementará a obra e as várias hipóteses quanto ao seu dimensionamento. Será apresentada a solução final escolhida e os ensaios e análises realizados. No mesmo capítulo são apresentadas algumas recomendações tendo em vista a minimização dos impactes.

A modelação numérica é apresentada no capítulo cinco, onde é feita a descrição do programa COAST e das suas ferramentas. De salientar que neste capítulo são detalhadas duas ferramentas do COAST, o modelo de evolução da linha de costa – LTC e a análise do custo benefício, sendo que o programa COAST possui um terceiro módulo, de pré-dimensionamento, que não foi utilizado neste trabalho. A utilização e os resultados serão apresentados em forma de acreção e erosão em toda a linha de costa em estudo, no LTC, e em valores de VAL e RBC, na análise custo-benefício. A análise crítica também está presente no quinto capítulo.

O sexto capítulo contempla as considerações finais e desenvolvimentos futuros onde são apresentadas todas as respostas e conclusões aos objetivos propostos e ainda colocar possíveis cenários para o futuro.

(página propositadamente em branco)

Capítulo II

Enquadramento

2. Enquadramento

Desde os primórdios da humanidade que o meio marítimo é utilizado como via de mobilidade. Os primeiros meios utilizados foram as jangadas, utilizadas maioritariamente para a travessia de rios, onde a distância entre margens não seria muito significativa. Dado a instabilidade da mesma, não eram apropriadas para transporte de elevadas cargas. Para que houvesse um aumento da capacidade de transporte e se aumentasse também as distâncias percorridas, optaram na altura pela construção de canoas feitas a partir de troncos de árvores escavados. A partir daí o transporte em meio aquático ficou mais facilitado, muito à custa da evolução das embarcações a remo e vela. A partir dessa evolução foi aumentada a eficiência de transporte de grandes quantidades a grandes distâncias.

Com a evolução das embarcações também o local onde estas atracavam teve de sofrer alterações. Quanto maiores os navios, maior é a carga que transportam e sendo assim existiu a necessidade de se criarem portos comerciais, cada vez maiores, para que estas pudessem ser recebidas e transacionadas da melhor forma.

Atualmente, os portos marítimos desempenham um papel fulcral no que ao comércio mundial diz respeito e com o aumento da carga transportada mundialmente, surge a necessidade de aumento do tamanho dos mesmos. Os maiores portos marítimos localizam-se no continente Asiático, visível no quadro 1 do Top 5 Mundial. A movimentação de carga contentorizada é indicada em TEU.

Quadro 1. Top 5 mundial de portos (World Shipping Council, 2018)

Porto	Quantidade (Milhões TEU's)
Shanghai, China	42,01
Singapura	36,60
Shenzhen, China	27,74
Ningbo-Zhoushan, China	26,35
Guangzhou, China	21,87

Com a necessidade de aumento dos portos, vai-se recorrer cada vez mais à geotecnia portuária para que esse aumento seja feito tendo em conta todos os parâmetros de segurança e estabilidade. Todos os aspetos da engenharia geotécnica estão presentes nos trabalhos portuários, nomeadamente nas fundações, nos problemas de estabilidade tanto em ambientes secos como

húmidos, estão também patentes no processo de dragagem no conhecimento e caracterização dos solos e sedimentos.

Os conhecimentos geotécnicos são também fundamentais nos problemas de solos moles e melhoria das suas condições geotécnicas. Nas construções de aterros submersos é necessário o conhecimento dos processos construtivos e na monitorização de qualidade, bem como no estado de liquefação dos solos.

A geotecnia portuária não se foca apenas nas obras referentes aos portos de abrigo/portos comerciais. Esta área da geotecnia está cada vez mais presente na proteção costeira, visto que com o passar dos tempos a erosão da faixa costeira tem-se vindo a agravar.

Em Portugal, estima-se que cerca de 75% da população portuguesa viva atualmente na zona costeira e que este número tenha tendência a aumentar significativamente nos próximos anos (Pereira & Coelho, 2013) o que leva a que a atuação sob faixa costeira seja cada vez mais significativa, visto que esta tem tido um recuo considerável.

2.1. Obras de proteção costeira

Como referido anteriormente, toda a subida média das águas do mar e o aumento populacional próximo da orla costeira requerem obras de proteção para que estas zonas habitacionais de encontrem protegidas de qualquer evento costeiro extremo.

Estas obras de proteção dividem-se em três grandes grupos:

- Portuárias;
- Estabilização de embocaduras;
- Proteção costeira.

2.1.1. Obras portuárias

As principais obras portuárias referem-se aos quebramares, que são construídos para dissipar a energia e a ação das ondas numa área a sotamar de qualquer estrutura portuária. Onde a ação é reduzida através de uma combinação de reflexão e dissipação da energia das ondas recebidas. Quando usados para portos, os quebramares são construídos para criar águas mais calmas para que a amarração e o carregamento se realizem em segurança. Os quebramares também são construídos para melhorar condições de manobra nas entradas dos portos e para ajudar a regular a sedimentação, dirigindo as correntes e criando áreas com diferentes níveis de perturbação de onda.

Existem diversos tipos de quebramares (figura 1), que são escolhidos tendo em conta alguns aspetos importantes (Lopes, 2005):

- Comprimento deve ser o menor possível (se possível aproveitando a fisiografia natural);
- Disponibilidade de pedra natural (para enrocamentos e T.O.T e eventualmente manto resistente);
- Escolha criteriosa do tipo e dimensão dos blocos artificiais (se necessários), respetivo processo de fabrico e armazenamento e colocação;
- Boa integração na envolvente;
- Boas condições de fundação;
- No caso de um porto: considerar a área portuária a proteger, grau de proteção requerida, zona de anteporto requerida, influência do quebramar nas correntes/ondulação/sedimentologia.

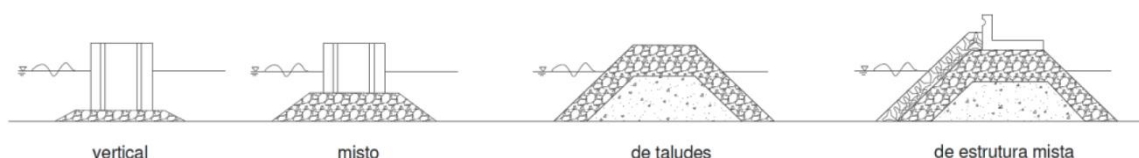


Figura 1. Tipos de quebramares existentes (Lopes, 2005).

Como é possível verificar na figura 1, os quebramares podem ser classificados em dois tipos principais: estruturas de paramento inclinado e de paramento vertical. Os de paramento inclinado, são na maioria dos casos, estruturas de enrocamento revestidas com blocos de pedra ou betão. As estruturas verticais são, na maioria dos casos, constituídas por caixotões de betão ou blocos do mesmo material maciços empilhados apoiados sobre uma camada de enrocamento.

2.1.2. Estabilização de embocaduras

As estruturas de estabilização de embocaduras referem-se mais propriamente aos molhes. Os molhes são usados para estabilizar os canais de navegação na foz dos rios. Molhes são estruturas conectadas com a terra, geralmente construídas num ou em ambos os lados do canal de navegação, perpendicular à costa e que se estende para o oceano. Quando estendidos para fora da zona de rebentação, os molhes tendem a melhorar as condições de manobra dos navios, fornecendo abrigo contra as ondas de tempestade. A construção dos molhes é semelhante à dos quebramares.

2.1.3. Proteção costeira

As estruturas de proteção costeira são cada vez mais utilizadas devido ao aumento do nível das águas do mar, para que, como o nome indica, a segurança das estruturas que se localizam próximo da orla costeira seja reforçada e que evitem ao máximo perdas tanto humanas como materiais. Das obras de proteção costeira existentes as mais relevantes são os esporões, os quebra-mares destacados e alimentação artificial de praias.

2.1.3.1 Esporões

Os esporões são obras de proteção costeira perpendiculares à linha da costa e são geralmente construídos em material rochoso podendo também serem concebidos em betão ou blocos de betão. A principal função dos esporões é estabilizar uma parte da praia, natural ou artificialmente contra a erosão, isso deve-se principalmente à perda de material arenoso. Os esporões funcionam apenas quando o transporte de sedimentos ocorre ao longo da costa.

O efeito que estes têm na costa são visíveis (figura 2), quando existe a acumulação de sedimentos a barlar e erosão a sotamar.



Figura 2. Efeitos da construção do esporão em Espinho. (Adaptado de Google Earth)

No entanto, um campo de esporões (figura 3) bem projetado pode levar a uma retenção e a um abrandamento da taxa de transporte de sedimentos. Esta acumulação de materiais fornece uma

proteção litoral contra a erosão. A deflexão de fortes correntes longe da linha de costa também pode ser um dos propósitos da construção de um esporão.

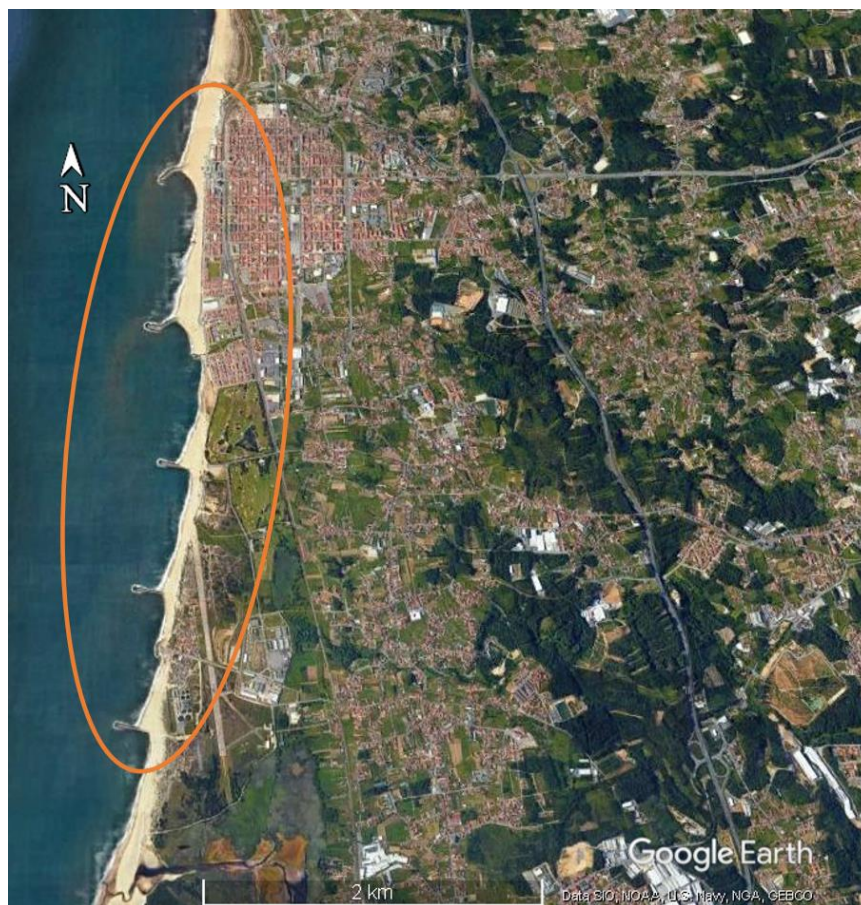


Figura 3. Campo de esporões em Espinho. (Adaptado de Google Earth)

A orientação, o comprimento, a altura, a permeabilidade e o espaçamento dos esporões, são calculados sob determinadas condições, tais como a dinâmica sedimentar e o nível de agitação marítima. Devido ao potencial de erosão na praia do último esporão, existe uma secção de transição de esporões progressivamente mais curtos para evitar a formação de uma área de erosão severa a sul do último esporão. Mesmo assim, pode ser necessário proteger alguma parte da praia com a construção de um quebramar destacado ou recorrer a uma alternativa de alimentação artificial.

Os esporões são ocasionalmente construídos não perpendiculares à linha de costa, estes podem assumir formas curvas, ter cauda de peixe ou uma cabeça em T paralela à costa na extremidade em direção ao mar. Além disso, os esporões paralelos são providenciados para abrigar uma parcela de praia ou para reduzir a possibilidade de transporte marítimo de areia por correntes de retorno.

Na maioria dos casos, os esporões são construções em estacaria de madeira, em ambientes de fraca agitação marítima, ou em enrocamento. Este último é preferencialmente usado devido à

capacidade de uma estrutura de enrocamento suportar ação severa das ondas e diminuir a sua reflexão.

2.1.4. Quebramares destacados

Os quebramares destacados são pequenos, relativamente curtos, próximos da costa e não conectados à costa. Como os quebramares já referidos no ponto anterior, a principal função é a de reduzir a erosão da praia. Contudo, estes, são construídos paralelamente à costa a baixas profundidades. Nas estruturas de múltiplos quebramares destacados espaçados ao longo da linha costeira, normalmente o espaçamento entre os quebramares estão na maioria dos casos na mesma ordem de grandeza que o comprimento das estruturas.

Cada quebramar reflete e dissipa parte da energia das ondas recebidas, reduzindo assim a altura de ondas na zona de abrigo da estrutura e reduzindo assim a erosão da costa. Os materiais arenosos transportados ao longo da praia tendem a acumular-se a sotamar do quebramar, local onde as ondas terão menor energia. Na zona costeira, que é fortemente influenciada pela difração nas cabeças das estruturas, começarão a surgir saliências e por vezes tômbolos, tornando assim o litoral semelhante a uma série de praias de bolso. Uma vez formados, os bolsos causarão a refração das ondas, o que ajuda a estabilizar o litoral em forma de bolso.

Como no caso dos esporões, “um campo” de quebramares destacados pode ser usado para controlar a distribuição do material arenoso ao longo de litoral. Apenas a sotamar do último quebramar existe um risco aumentado de erosão da linha costeira. Consequentemente, pode ser necessário introduzir uma seção de transição onde os quebramares são gradualmente de menores dimensões e colocados mais perto da costa.

Os quebramares destacados são normalmente construídos como estruturas de enrocamento com níveis de crista bastante baixos que permitem galgamentos durante as tempestades. As estruturas de baixa crista são menos visíveis e ajudam promover uma distribuição mais uniforme do material arenoso ao longo da costa. Existem também quebramares destacados submersos, que são usados em alguns casos, não poluem visualmente, porém representam um sério risco à navegação.

Os quebramares destacados bem projetados são muito eficazes na redução da erosão e na construção de praias aproveitando a deriva litoral natural. A otimização de projetos de quebramares destacados é dificultada quando existe uma grande variação do nível das águas, no caso de zonas costeiras com grande amplitude de marés.

2.1.5. Obras longitudinais aderentes

No que diz respeito às obras longitudinais aderentes, as mais usuais são os enrocamentos e os paredões. Estas obras são estruturas longitudinais que se desenvolvem ao longo da praia, onde a primeira é constituída por blocos de rocha compactados e os mais ajustados possíveis entre si e é utilizada rente à linha de costa para proteger construções em zonas de erosão.

2.1.6. Alimentação artificial

A alimentação artificial da praia é uma solução usada para prevenção da erosão costeira. O material depositado nas praias tende a ser de uma macha de empréstimo cujas características se aproximem ao máximo das características da areia da praia a ser alimentada. O material é colocado na parte que sofre mais erosão da praia para compensar a falta de fornecimento natural de sedimentos. A alimentação artificial de areias pode proteger não só a praia onde é colocada, mas também nas praias mais próximas.

Capítulo III

O Porto de Leixões

3. O Porto de Leixões

Para chegar à configuração dos dias de hoje, o Porto de Leixões foi tendo evoluções de grande ordem. As necessidades foram sempre maiores do que a capacidade do porto e daí advêm as obras de expansão e melhoramento.

Neste capítulo será apresentada uma breve história do Porto de Leixões, bem como todas as obras e alterações que sofreu até ao dia de hoje. Serão abordadas também as estruturas de abrigo e as infraestruturas portuárias, bem como a sua localização.

3.1. Enquadramento histórico

De acordo com Pinto (1737), desde o século I a.C, época em que os Romanos colonizaram a zona abrangente à foz do Rio Leça, esta insere-se no vasto espaço económico e comercial que é o Império Romano. Nesta época a comercialização com maior impacto na economia seriam as conservas de peixe do estuário do Sado, as cerâmicas e outras expressões de cultura provenientes tanto de Itália, como sul de França e norte de África. Já há dois mil anos que a foz do rio Leça tem importância no que diz respeito à interface portuária e comercial da região.

A foz do Leça mesmo contendo a importância anteriormente referida, a Barra do Porto era o local que mais afluência teria na região, sendo muito e cada vez mais requisitado. Contudo, este local tinha os seus inconvenientes, visto que se localizava numa zona em que as cheias eram sempre muito habituais e devastadoras. Nessas épocas seria impossível as embarcações estarem atracadas em segurança pois a Barra do Porto não tinha qualquer zona de abrigo e os acidentes sucediam-se. Em 1852, um acidente em que uma das embarcações foi atirada contra as pedras da Forcada, que vitimou 66 pessoas, ditou a procura de soluções para a melhoria das condições de segurança do Porto Comercial do Douro. Não havendo forma de melhorar as condições de segurança do Porto Comercial do Douro, a hipótese de Leixões começou a ganhar força.

Apenas em 1865 é que um dos projetos para o Porto de Leixões, executado pelo Engenheiro Manuel Afonso Espregueira, foi analisado pelo Conselho de Obras Públicas. Neste projeto previa-se a construção de dois molhes lançados da praia e apesar de ter sido aprovado, não foi dessa vez que o projeto se materializou.

Em 1865, James Abernethy apresentou duas propostas para a alocação do porto em Leixões, figura 4, onde já é possível verificar que o fator de protecção e segurança estariam contempladas na mesma.



Figura 4. - Proposta de James Abernethy para o Porto de Leixões, 1865 (*A História - APDL*).

Com James Abernethy, entraram em cena os Engenheiros Sir John Coode e Afonso Joaquim Nogueira Soares, este último que dirigia os trabalhos na foz do Douro. O engenheiro Português apresentou, em 1878, um projeto destinado ao Porto de Leixões e, já em 1881, foi a vez de Sir John Coode apresentar o seu projeto. Em 1883 o Governo autoriza a adjudicação da construção do porto de abrigo de Leixões tendo em conta algumas modificações no projeto. O engenheiro português Nogueira Soares foi o responsável pelo projeto definitivo, que foi dado como concluído no dia 24 de Agosto de 1883.

Segundo a APDL, “As obras de construção do Porto de Leixões iniciaram-se em 13 de julho de 1884. O projeto, fundamentalmente consistia na construção de dois extensos paredões ou molhes (o do lado Norte com 1 579 metros e o do lado Sul com 1 147), que enraizados nas praias adjacentes à foz do Rio Leça, formavam uma enseada com cerca de 95 hectares, com fundos entre 7 e 16 metros de profundidade. Além dos paredões foi construído, igualmente, um quebramar que, elevando-se apenas um metro acima do zero hidrográfico, prolongava em mais algumas centenas de metros o molhe norte. Terminava este esporão numa plataforma onde emergia um farolim”.

Os molhes teriam lugar sobre os rochedos que, ao largo, já constituíam o porto de abrigo natural, e estes seriam constituídos por blocos de granito que podiam atingir as 50 toneladas. O problema que surgiu foi a forma de colocação de tais blocos, visto que teriam de ser erguidos e depositados no local desejado através dos míticos titãs (figura 5).



Figura 5. Titã em funcionamento na construção do Porto de Leixões. (Foto de Emílio Biel via arquivo APDL)

A obra foi concluída em fevereiro de 1895, sendo classificada como *a maior obra de engenharia executada em Portugal no século XIX* (Sousa, 2002) segundo (APDL, 2019).

3.1.1. A evolução do Porto Comercial de Leixões

No momento da conclusão da obra do Porto de Leixões as necessidades já eram mais elevadas do que o projetado, sendo necessário transformar o Porto de abrigo de Leixões num porto comercial.

A evolução começou a ser pensada, mas para isso acontecer teriam de aproveitar o vale do Rio Leça e fazer assim desaparecer as margens velhas e seculares de Matosinhos e Leça da Palmeira. Foi esta a estratégia definida, em que o porto entrava terra adentro, abrindo-se no próprio estuário do Leça.

Esta ideia já teria surgido no ano de 1893, contudo apenas foi materializada em projeto no ano de 1907 (figura 6), este projetado pelos engenheiros Adolpho Loureiro e Santos Viegas.

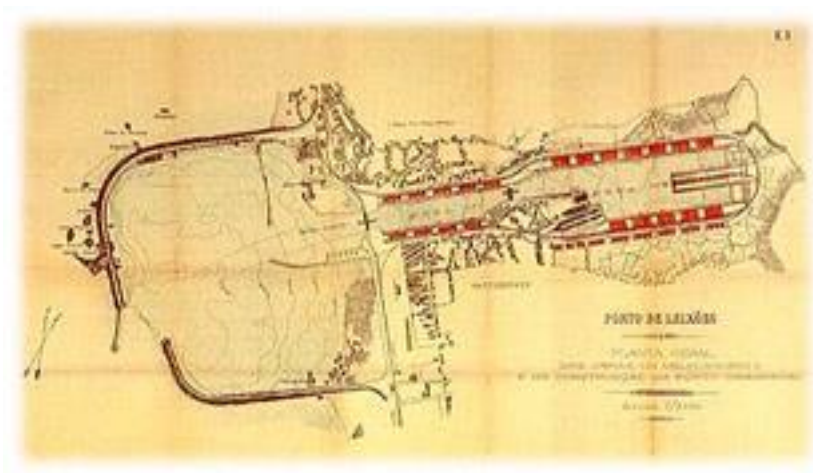


Figura 6. Planta para a primeira expansão do Porto de Leixões. (in Adolpho Loureiro e Santos Viegas, Porto de Leixões. Projeto do melhoramento, Lisboa, 1908) (Arquivo APDL)

Apesar o projeto estar pensado e executado no ano de 1907 apenas em 1940 é que as melhorias ao Porto de Leixões foram inauguradas, sendo que os principais focos foram a doca nº1, com os seus 550 metros de comprimento por 175 de largura e os dois cais acostáveis num total de mil metros.

A partir daí o crescimento do porto foi muito rápido, sendo que em 1949 em vez de 340 mil toneladas movimentadas, valores de 1940, passaram para as 700 mil e em 1959 para 900 mil. Com estes valores a crescerem a cada ano o engenheiro Henrique Schrek previu uma evolução do tráfego marítimo e propôs, em 1955, a construção da doca nº 2 que iria ocupar uma área de 500 mil metros quadrados, as obras foram iniciadas em 1956 e foram concluídas em meados da década de 70. Na figura 7 é apresentado o layout do Porto Comercial de Leixões no ano de 1955.



Figura 7. Ampliação do Porto Comercial de Leixões, Engº Henrique Schreck, 1955. (Arquivo da APDL)

Desde a década de 70 até aos dias de hoje, foram realizadas várias melhorias para que o Porto de Leixões se adaptasse às características dos navios que vinha a receber. No quadro 2, estão expressas as evoluções mais significativas e que moldaram o porto como o conhecemos atualmente. Na figura 8 são acrescentados esquemas dessas mesmas evoluções.

Quadro 2. Obras de melhoramento no Porto de Leixões (Adaptado de APDL)

Ano de início	Descrição da obra
1965 – 1968	Porto de pescado
Finais de 70's	Terminal de petroleiros e é alterado o quebramar, até aí submerso
1974 – 1979	Terminal de contentores
1974 – 1983	Contruídos mais 503 metros de cais na margem direita (doca nº 4)
Finais de 80's	Ampliado o quebramar
Década de 90's	Segundo terminal de contentores (doca nº3)
Finais de 90's	Nova marina para embarcações desportivas e de recreio
Abril de 2011	Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões



Figura 8 – Esquemas da evolução do Porto de Leixões.

Conforme já referido, o Porto de Leixões tal e qual se encontra hoje, sofreu diversas alterações importantes, no que diz respeito à estabilidade dentro do porto e ao galgamento que existia nas estruturas de proteção do porto, mas também às infraestruturas portuárias que levaram ao aumento das áreas de armazenamento.

A figura 9 contempla um esquema do Porto de Leixões, com a indicação da localização das infraestruturas e acessos ao porto.

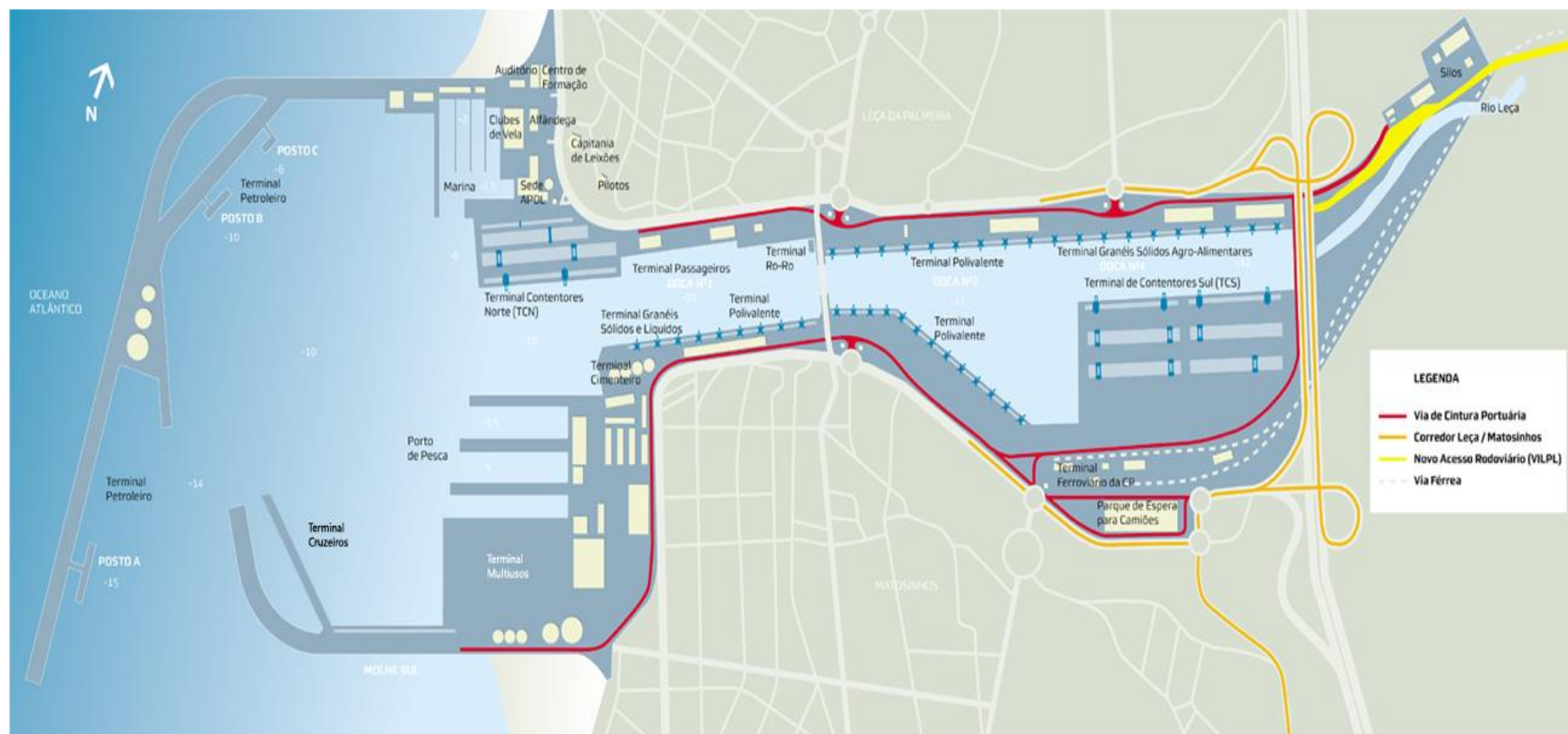


Figura 9 - Mapa do Porto de Leixões. (APDL, 2017)

3.2. Estruturas de abrigo

O Porto de Leixões é denominado como um porto de abrigo, esse abrigo é constituído por dois molhes, o Norte e o Sul atualmente com 1 800 e 950 m, respetivamente. Cada molhe tem um troço perpendicular à linha de costa e outro sensivelmente paralelo à mesma. A largura do canal de entrada no porto, entre as cabeças dos molhes de abrigo é de 220 m. No anteporto o canal alarga até aos 500 m.

O quebramar exterior (ou norte), nasce na curva do molhe Norte e avança pelo mar cerca de 1 000 m na direção SSE, protegendo a entrada do porto das tempestades e galgamentos de Oeste e Noroeste (figura 10).



Figura 10 - Quebramar exterior Norte (vista de S-N). Retirado de Nemus, 2017

A configuração atual deste quebramar, resultou de uma obra de alteamento sobre o quebramar submerso, no final da década de sessenta. O quebramar, foi desenvolvido a partir do intradorso do quebramar submerso, é composto por um núcleo ToT (Todo o Tamanho) e duas camadas de enrocamento selecionado. Na sua zona exposta apresenta uma camada de tetrápodes que atinge a cota +11,50 metros em relação ao Zero Hidrográfico de Leixões (ZHL). Esta estrutura é encimada por um muro-cortina de betão, com plataforma de trabalho à cota +7,25 m (ZHL) e coroamento à cota +15,00 m (ZHL).

A poente do troço final do quebramar, verifica-se ainda a existência de um outro quebramar submerso composto por uma camada no núcleo, de enrocamentos de 1 a 5 t, coberta por duas

camadas de paralelepípedos de betão (aproximadamente de 90 t) com uma espessura de 7 m. O topo da estrutura do quebramar submerso situa-se nos +0,00 m (ZHL).

3.3. Navegabilidade e manutenção dos fundos

O acesso marítimo ao Porto de Leixões é efetuado por um canal exterior de comunicação do porto com o mar, que após as cabeças dos molhes dá lugar ao canal interior.

O canal exterior apresenta uma direção correlativa à do quebramar (que nasce na curva do molhe Norte), ou seja, SSE, sendo que as cotas variam entre os -17 e -14 m (ZHL), que evoluem para -13 m (ZHL), à medida que se avança para a bacia de rotação e para o canal interior. Os fundos do canal exterior são caracterizados por apresentarem assoreamentos constantes devido à forma do anteporto e à orientação da agitação refletida e difratada pelo Molhe Norte.

O canal interior, pode ser dividido em duas partes, primeiro no anteporto, orientado SO-NE, e posteriormente, na entrada no porto, orientado O-E. O canal no anteporto apresenta fundos de serviço estabelecidos em -12 m (ZHL), e cruza a bacia de rotação com fundos entre -12 e -10 m (ZHL). No interior do porto verificam-se fundos de -12 m (ZHL).

Após os canais, devido às necessidades específicas de cada uma das infraestruturas portuárias, os fundos são diferenciados. No quadro 3 são apresentados os fundos de serviço das infraestruturas portuárias que compõem porto de Leixões.

Quadro 3 - Fundos de serviço das infraestruturas do Porto de Leixões.

Infraestrutura Portuária	Local	Fundo em metros (ZHL)
Terminal de Petroleiros	Posto A	- 15,00
	Posto B	-10,00
	Posto C	-6,00
Doca de recreio	-	-2,50
Terminal de Contentores	Norte	-10,00
	Sul	- 12,00
Doca 1	Norte	-10,00
	Sul	-10,00
Doca 2	Norte	-11,00
	Sul	-11,00
Doca 4	Norte	-12,00
	Sul	-12,00
Porto de Pesca	-	-4,00
Terminal Multiusos	-	-10,00
Terminal de Cruzeiros	Norte	-10,00
	Sul	-10,00

Fonte: APDL, (2017)

Estando o porto sempre a sofrer alterações no que diz respeito aos fundos, sempre que há movimentação de sedimentos é necessário que se efetue a manutenção dos fundos. Esta manutenção é realizada com recurso a dragagens executadas periodicamente. No quadro 4 estão visíveis os volumes de materiais dragados no período de 2012 a 2016 e é possível verificar para o fim a que se destinam os materiais dragados.

É possível aferir, observando o quadro 4, que no período entre 2012 e 2016 o Posto A do Terminal de Petroleiros foi o local que sofreu uma maior manutenção de fundos. Estas intervenções devem-se à cota de serviço necessária (a mais profunda do Porto de Leixões), conjugando com os

assoreamentos provocados pela forma do anteporto e a orientação da agitação refletida e difratada pelo Molhe Norte.

Quadro 4 - Volume de materiais dragados no Porto de Leixões, no período 2012-2016

Local	Deposição de dragados	2012 (m³)	2013 (m³)	2014 (m³)	2015 (m³)	2016 (m³)
T. Petroleiros	Posto A	Alimentação das praias	0	26 633	0	141 453
		Vazadouro ao largo	68 811	222 518	529 334	105 524
	Posto B e C	Vazadouro ao largo	0	0	0	0
Molhe Sul		Vazadouro ao largo	0	0	0	0
TCN e anteporto		Vazadouro ao largo	6 977	0	0	0
Docas interiores	Doca 1	Vazadouro ao largo	0	1 665	3 606	0
	Doca 2	Vazadouro ao largo	1 222	4 049	20 980	0
	Doca 4	Vazadouro ao largo	10 961	18 222	50 394	0
	Volume total anual		88 971	273 087	604 314	105 524
						214 643

Fonte: Comunicação escrita da APDL (2017). Retirado de Nemus, (2017)

Verifica-se também que parte dos materiais dragados em 2013 e 2016 no Posto A, foram utilizados para a alimentação das praias envolventes ao Porto de Leixões (emersos na praia submarina, em dois locais em frente ao Castelo do Queijo). Conhecer a localização da alimentação artificial na praia é fundamental para posteriormente utilizar na modelação numérica (LTC).

No que diz respeito ao valor elevado do ano de 2014, o aumento em m³ deveu-se ao elevado número de temporais desse inverno, que naturalmente transportaram sedimentos que atravessaram sob a superestrutura e se depositaram em frente ao Posto A, o que obrigou a efetuar mais dragagens do que o habitual.

3.4. Enquadramento da obra

Neste tópico vão ser apresentadas todas as características regionais, geológicas, geomorfológicas, hidrogeológicas, geotécnicas e sísmicas.

Neste tópico vão ser apresentadas todas as características regionais, geológicas, geomorfológicas, hidrogeológicas, geotécnicas e sísmicas.

3.4.1. Enquadramento regional

O projeto prevê um aumento no quebramar exterior do Porto de Leixões, que se localiza no distrito do Porto, concelho de Matosinhos, União de Freguesias de Matosinhos (a sul) e Leça da Palmeira (a norte) (figura 11).

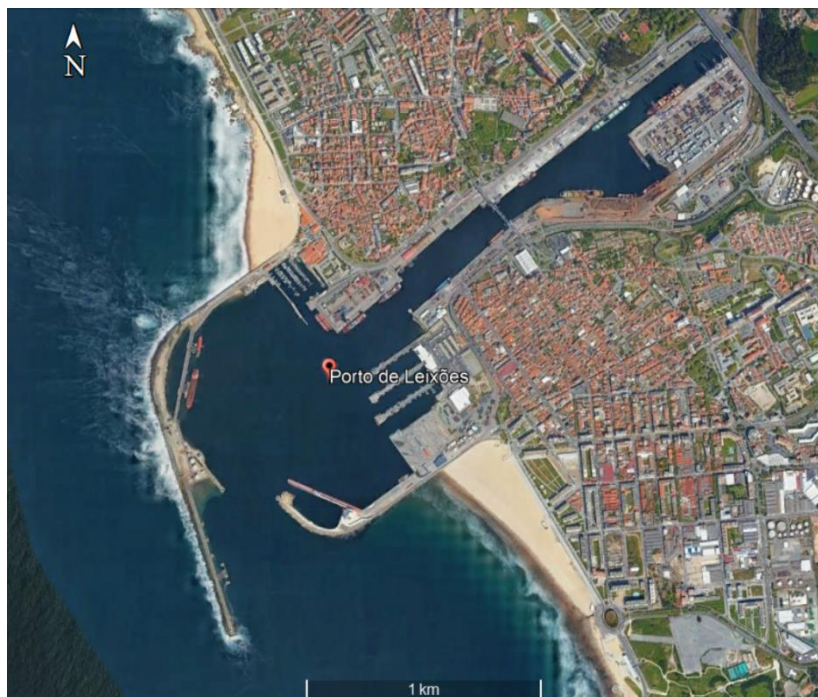


Figura 11 - Localização do Porto de Leixões (Foto via Satélite, Google Earth)

O Porto de Leixões é um porto do tipo artificial, cujo abrigo é alcançado devido à existência de dois molhes destacados da linha de costa que formam um anteporto. O porto tem início a montante da foz do Rio Leça.

3.4.2. Enquadramento geológico

O Porto de Leixões localiza-se na Zona Centro-Ibérica, marcada pela complexidade geológica e tectónica que caracteriza a evolução do Maciço Hespérico (Ribeiro et al., 2007). A Zona Centro-Ibérica é constituída essencialmente por um substrato pertencente ao complexo xisto-grauváquico ante-ordovícico. Sobre o complexo xisto-grauváquico assentam, em discordância, uma sequência metassedimentar paleozóica. Estas rochas foram afetadas pela orogenia Varisca, que provocou o respetivo dobramento, acompanhado, geralmente de metamorfismo com desenvolvimento de estruturas geológicas complexas (Araújo et al., 2003).

Em termos de fracturação regional, as orientações dominantes são do quadrante NW-SE e, de uma forma mais discreta, encontram-se também as de direção média NE-SW a NNE-SSW, predominantemente em termos de inclinação as discontinuidades apresentam-se verticais a sub-verticais (Afonso et al., 2004).

Sobre o substrato rochoso constituído por rochas do Maciço Hespérico assentam de forma discordante depósitos quaternários fluviais, em associação com a rede de drenagem, e terraços

marinhos na dependência dos agentes forçados da evolução da faixa costeira (Pereira, 1992; Araújo et al., 2003).

As condições geológicas locais da área onde se insere o projeto são definidas, por um lado, pelo contexto geológico regional, e, por outro lado, pela evolução e dinamismo que caracterizam a zona costeira. A área define-se ainda pela intervenção humana associada, quer à presença das infraestruturas portuárias, quer às periódicas dragagens de manutenção do porto.

De acordo com a Carta Geológica de Portugal – Folha 1 (Pereira, 1992), o Porto de Leixões encontra-se inserido no substrato rochoso do paleozóico, sobre o qual se desenvolve uma cobertura aluvionar:

- “A cobertura aluvionar é constituída essencialmente por sedimentos lodosos depositados no anteporto, verificando-se localmente maior componente arenosa e alguns seixos rolados, sendo que à medida que se avança em direção à barra passam a ser essencialmente arenosos. Esta cobertura é constituída por matérias transportados pelo Rio Leça, mobilizados por atravessamento do quebramar norte (que apresenta significativa permeabilidade) e pela transposição de areias da praia de Matosinhos para a barra.
- O substrato rochoso é constituído pelos terrenos antigos do Maciço Hespérico, maioritariamente micaxistos e por variados tipos de rochas graníticas que se instalaram naquelas formações do Paleozóico.”

O substrato rochoso pode ser assim descrito (Pereira, 1992):

- “Granitóides: na zona de transição para a cobertura sedimentar recente (mais próximo da superfície), ocorrem granitos decompostos em partículas da dimensão de saibros, enquanto que à medida que se progride em profundidade as rochas graníticas apresentam-se medianamente a pouco alteradas e com textura gnáissica.
- Rochas Metassedimentares: ocorrem xistos luzentos decompostos nos primeiros metros de profundidade, seguidos de xistos com menor grau de alteração. Os xistos e micaxistos encontram-se decompostos em areias de grão fino, argilas arenosas e micáceas com fragmentos de xisto, passando em profundidade a xistos de textura gnáissica medianamente a pouco alterados.”

Tendo por base a informação geológica-geotécnica, resultante das campanhas de prospeção geofísica e levantamentos de campo é possível apresentar um modelo de distribuição litológica dos fundos rochosos do Porto de Leixões (figura 12). Considerando a figura 12 pode-se concluir que a

área de intervenção abrangerá, quer rochas graníticas, quer micaxísticas sob cobertura sedimentar recente.

No Anexo I encontra-se um excerto da Carta Geológica de Portugal, Folha 1, à escala 1:75 000.

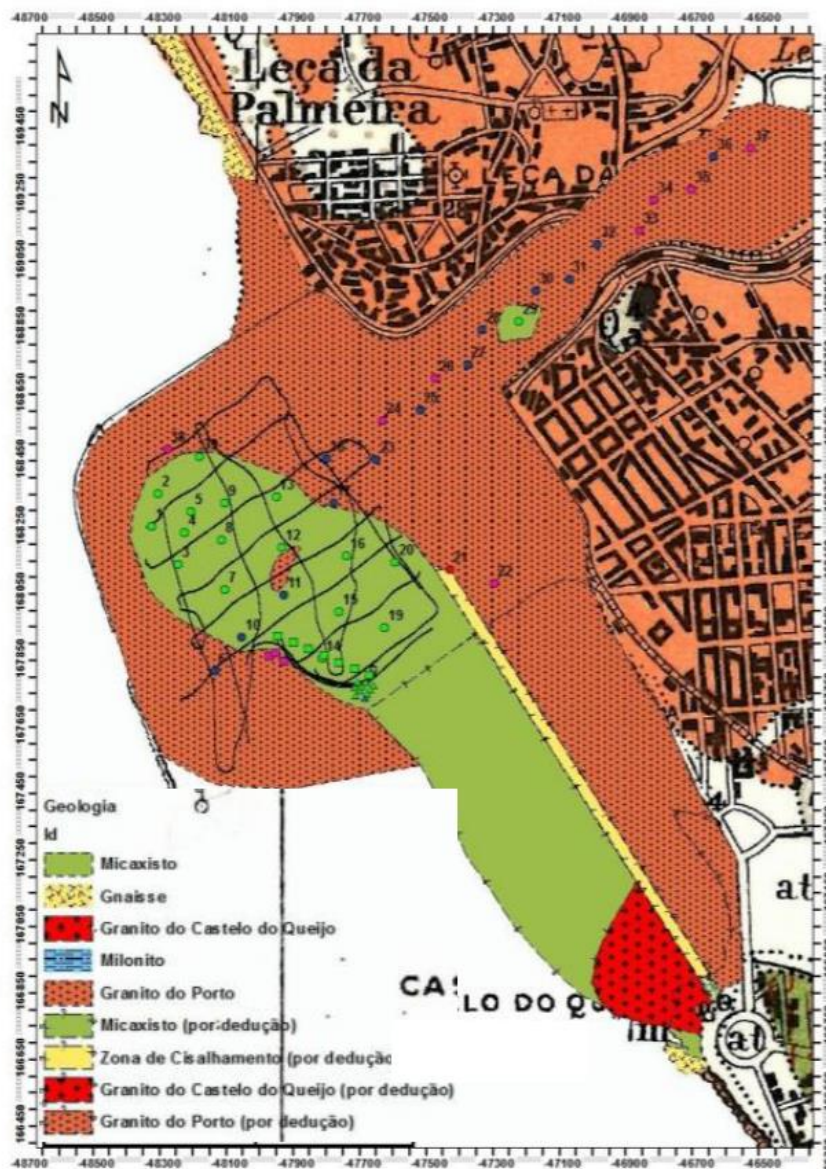


Figura 12 - Modelo de distribuição litológica dos fundos rochosos do Porto de Leixões (Fonte: Pacheco, 2004)

Embora se verifique um assoreamento progressivo dos fundos do interior do Porto de Leixões, com particular destaque para a zona envolvente ao Posto A, onde se depositam sedimentos marinhos retidos pelo quebramar norte e transportados pelas correntes de maré, as intervenções de aprofundamento da área portuária e as operações periódicas de dragagem de manutenção fazem com que esta cobertura sedimentar seja relativamente pouco espessa em algumas áreas.

Considerando os dados da campanha de prospeção geológico-geotécnica, elaborada pela Tecnasol, em 2004, o substrato rochoso é atingido a cotas variadas entre -6 e -10 metros (ZHL), na zona dos Postos C e B, respetivamente, e -13,5 m (ZHL), no anteporto. O levantamento topo-hidrográfico mais recente disponibilizado pela APDL mostra que atualmente em parte destas zonas, os fundos já se encontram a cotas inferiores à posição do substrato rochoso (devido à dragagem dos fundos, que em alguns casos já resultaram num desmantelamento de rocha).

Os dados fornecidos pela APDL no que respeita às operações de dragagem no interior do Porto de Leixões referem que a dragagem realizada em 2006/2007, nos Postos B e C, removeu cerca de 72 000 m² de rochas e que as operações de dragagem posteriores (ou seja, entre 2008 e 2016) compreenderam uma remoção de apenas 1 657 m² de sedimentos. Também no anteporto, após a dragagem de 2010, que removeu aproximadamente 186 000 m² de rocha, a dragagem de sedimentos nos 6 anos seguintes restringiu-se apenas a cerca de 7 000 m². Estes pequenos volumes de sedimentos dragados corresponderão a uma fina cobertura de sedimentos mobilizados para o interior do porto e que assenta de forma dispersa sobre o substrato rochoso (APDL, 2019).

Com base nos resultados da campanha de prospeção geofísica realizada no final de julho / início de agosto de 2017, o projeto de execução estima que aproximadamente 68% da área a dragar possua profundidades compreendidas entre 1 e 2 m, 10% entre 2 e 3 m e 8% menos de 1 m.

Pode-se verificar na figura 13 que no interior do porto a espessura sedimentar varia, maioritariamente, entre 1 e 1,5 m, sendo que na parte central se verifica um aumento de espessura numa zona ovalizada, orientada NNW-SSE. Nesta zona verifica-se uma acumulação da coluna sedimentar, que atinge aproximadamente os 6 m.

Na zona exterior do porto verifica-se um significativo aumento da espessura sedimentar. A partir da extremidade sul do quebramar norte a espessura de sedimentos passa rapidamente para valores compreendidos entre 4 e 10,5 m. Espessuras com mais de 7 m ocorrem unicamente no exterior do porto e correspondem a apenas 4% da área a dragar.

A mesma campanha de prospeção geofísica anteriormente referida, permitiu ainda identificar zonas de afloramentos rochosos a sul do quebramar sul onde a cobertura sedimentar é inexpressiva.

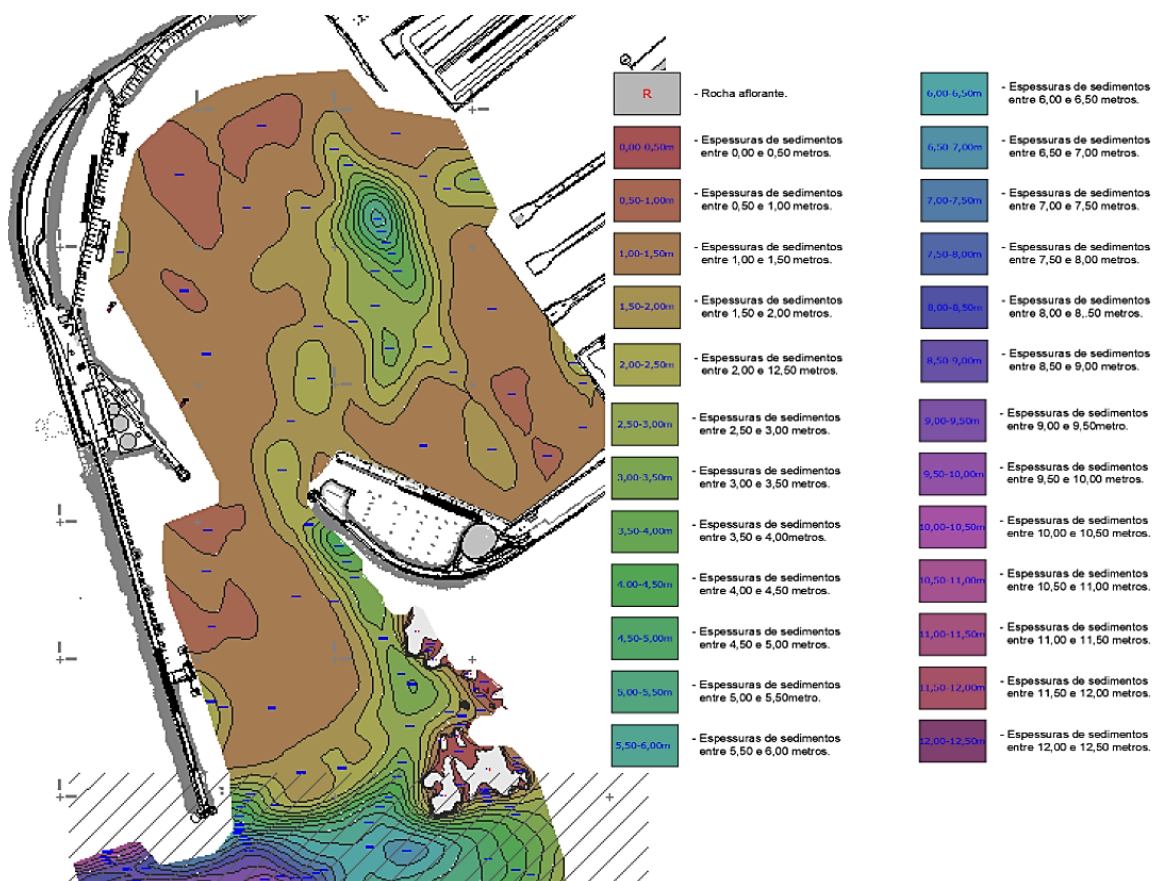


Figura 13 - Espessura da cobertura sedimentar no Porto de Leixões. Adaptado de Geosub (2017) in CONSULMAR (2018).

3.4.3. Enquadramento geomorfológico

As infraestruturas do Porto de Leixões localizam-se na unidade geomorfológica Planície Litoral Minho-Douro (Pereira *et al.*, 2014) (figura14).



Figura 14 - Enquadramento geomorfológico do Porto de Leixões. Adaptado de Pereira *et al* (2014).

Segundo Pereira et al. (2014) esta unidade geomorfológica é caracterizada por uma plataforma de abrasão fóssil talhada em rocha, com estreito sistema praia-duna e alguns terraços sedimentares, de contorno irregular para o interior, o que penetra os principais vales fluviais. Esta é uma área maioritariamente com o relevo aplanado (inferior a 2%) e destaca-se também pela baixa altitude (inferior a 50 m).

O troço costeiro no qual se insere a área a ser intervencionada apresenta-se praticamente retilíneo, com uma orientação geral NNW-SSE e é caracterizada tal como a unidade geomorfológica onde se insere, ou seja, é uma faixa rochosa de baixa altitude com pequenas praias de areias médias a grosseiras e cascalhentas, encaixadas, maioritariamente em afloramentos graníticos. Estas características são completamente opostas ao encontrado a Norte do Rio Leça, onde dominam os declives acentuados devido ao forte encaixe nas rochas do Maciço Hespérico (Pereira et al., 2014).

A fisiografia do troço costeiro onde se insere o projeto é reflexo, por um lado, do contexto geológico e sedimentar, por outro lado, da atuação dos agentes oceanográficos e da presença do Porto de Leixões. As características vão-se alterando ao longo da costa, sendo visíveis variações nas praias em função do trânsito litoral sedimentar e da sua inversão devido à presença de obstáculos, tal como é o Porto de Leixões.

É possível verificar a inversão comparando as duas praias que ladeiam o Porto de Leixões. A norte do Porto de Leixões situa-se a praia de Leça da Palmeira que se caracteriza por ser uma praia arenosa em cunha com desenvolvimento crescente de encontro ao molhe norte do Porto de Leixões. Esta praia tem vindo a crescer muito graças à retenção natural de sedimentos que naturalmente estão ligados às correntes de deriva litoral de norte para sul. A praia a barlar do Porto de Leixões apresenta a sua zona mais larga, atingindo cerca de 235m, indo gradualmente diminuindo a sua largura para norte até à praia rochosa do Farol da Boa Nova (figura 15).

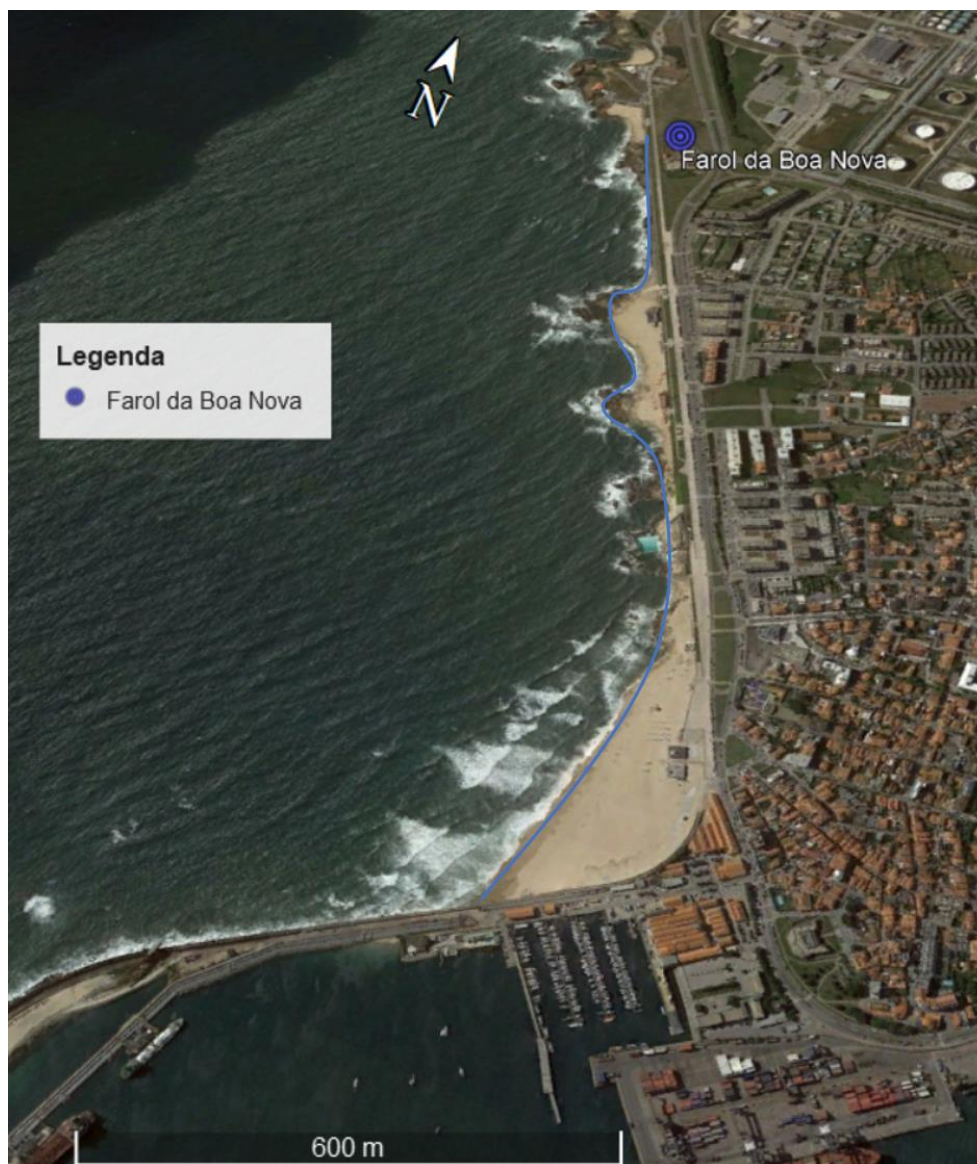


Figura 15 - Representação da variação de largura da Praia de Leça da Palmeira (Google Earth Pro 2019).

Já a sul do Porto de Leixões, entre o molhe sul do Porto de Leixões e o Castelo do Queijo, desenvolve-se outra praia em cunha, a praia de Matosinhos, que apresenta na zona mais a norte da praia a maior largura, que atinge cerca de 300 m. Para sul, a praia vai gradualmente reduzindo a sua largura à medida que se avança em direção ao Castelo do Queijo (figura 16).

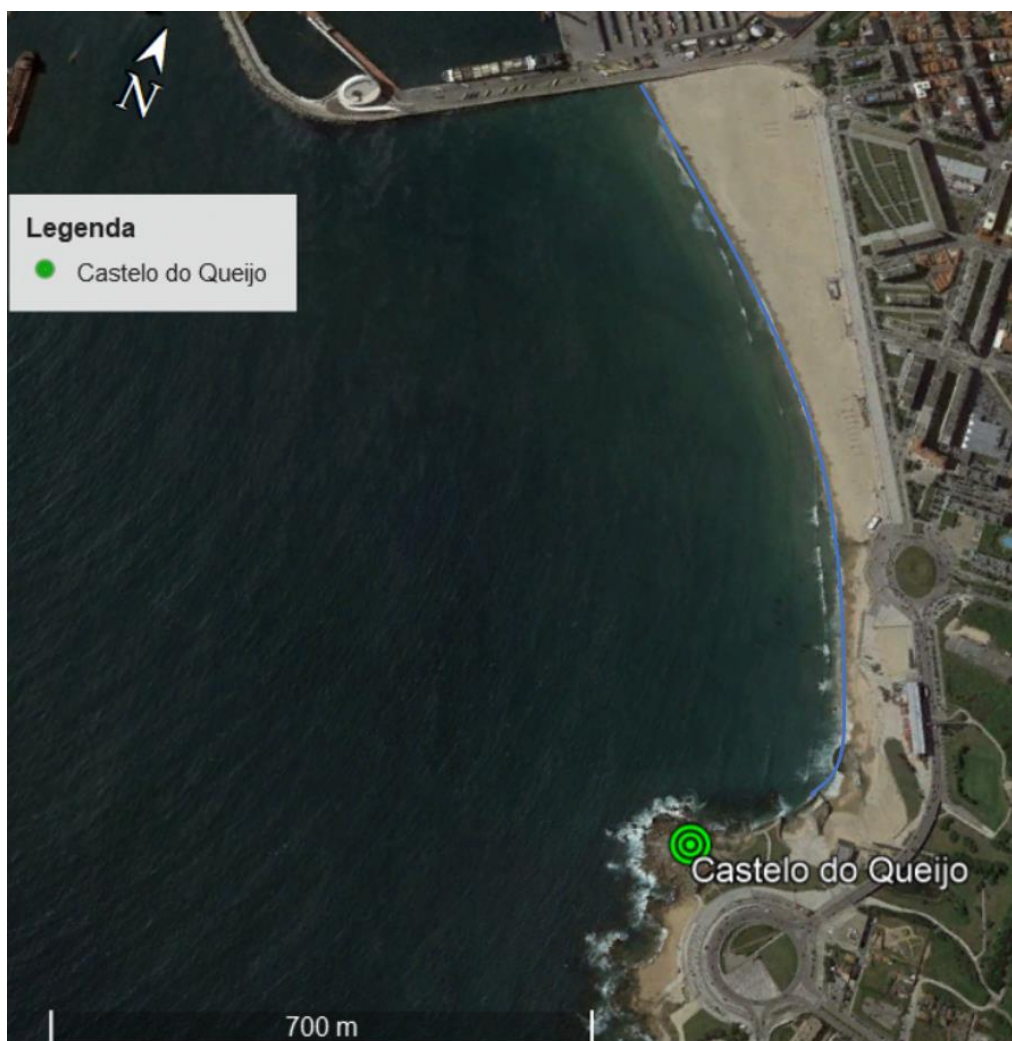


Figura 16 - Representação da variação de largura da Praia de Leça de Matosinhos. (Google Earth Pro 2019).

É possível verificar que a linha azul, que representa o limite do areal, quanto mais se aproxima do castelo do queijo mais curta fica e esta nem chega ao Castelo do Queijo devido à ocorrência de apenas afloramentos rochosos na zona circundante do Castelo do Queijo.

O desenvolvimento em cunha da praia de Matosinhos é associado à inversão local do trânsito litoral. Como é possível observar na figura 17, próximo do Castelo do Queijo ocorre uma inversão no sentido do trânsito litoral, que transporta o material sedimentar de sul para norte, o que leva ao aumento da largura da praia de Matosinhos na zona junto ao molhe sul do Porto de Leixões (Nemus, 2018).

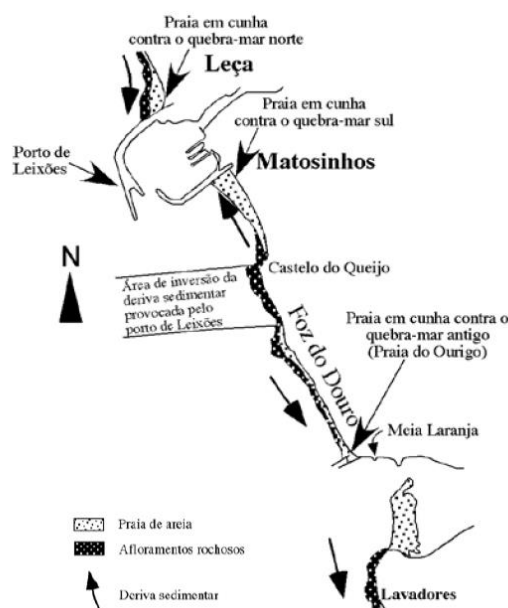


Figura 17 - Esquema da deriva sedimentar entre o Porto de Leixões e o estuário do Douro e localização das praias em cunha (Nemus, 2018).

Com a acumulação de grande quantidade de areia na zona norte da praia de Matosinhos, a APDL procede periodicamente à modelação da zona emersa da praia de forma a que haja uma regularização da superfície balnear e de maneira a minimizar a mobilização de partículas em direção à via de circulação automóvel.

Ao longo da zona costeira onde se insere o projeto são evidentes os sinais de erosão nas praias, embora não sejam dos casos mais críticos do território (muito devido à existência dos afloramentos rochosos que atenuam a ação energética das ondas que incidem na costa).

Podemos constatar que as larguras máximas das praias em cunha, anteriormente referidas, são admissíveis, contudo, o transporte real de sedimentos por deriva litoral, para sul do quebramar norte do Porto de Leixões é bastante reduzido. A evidência desta situação é a dimensão reduzida do extremo sul da praia de Matosinhos, que se prolonga até ao molhe norte do Douro.

Estas afirmações são confirmadas com os estudos desenvolvidos pelo Grupo de Trabalho do Litoral (GTL, 2014), onde o troço costeiro onde se insere o projeto (entre os rios Minho e Douro) apresentam um potencial de transporte sólido residual para sul, na ordem de 1 milhão de m^3 /ano. Contudo, o fornecimento que derivam dos rios Minho, Lima, Cávado e Ave é estimado em cerca de 0,2 milhões de m^3 /ano.

Esta diferença de 0,8 milhões de m^3 /ano tem como consequência a erosão da linha de costa.

A análise comparativa de levantamentos topo-hidrográficos da praia de Matosinhos, efetuado pelo LNEC (2017c) e consultado em (Fortunato et al., 2017), permitiu quantificar uma taxa máxima de recuo do extremo sul da praia de Matosinhos na ordem dos 9 m/ano, no período entre 2008 e 2016 (figura 18).



Figura 18 - Representação esquemática da evolução da praia de Matosinhos entre 2008 e 2016. (Fortunato et al, 2017)

A APDL com o objetivo de fornecer os sedimentos retidos no Porto de Leixões ao transito litoral, tem efetuado intervenções de alimentação das praias a sul. Entre 1990 e 2016 foram dragados cerca de 10 milhões de m³ de sedimentos, apenas dos quais 2,8 milhões de m³ sem contaminação. e com características granulométricas adequadas para que fossem utilizados na alimentação artificial das praias.

3.4.4. Enquadramento hidrogeológico

A massa de água subterrânea Maciço Antigo Indiferenciado da Bacia do Leça é suportada por rochas cristalinas do Maciço Hespérico, condicionando, desta forma, o desenvolvimento de aquíferos de particular relevância hidrogeológica (Pedrosa, 1999; Afonso et al., 2004).

Estas rochas correspondem a metassedimentos e granitóides que definem um meio de escoamento fissurado com produtividade relativamente baixa, situação que é comum a grande parte da região Norte de Portugal Continental (Pedrosa, 1999; Carvalho et al., 2003).

É um facto que, os recursos hídricos na região norte não são abundantes, nem bem distribuídos e apresentam dificuldades específicas de desenvolvimento pelo facto de ocorrerem em rochas compactas e fissuradas de baixa permeabilidade (Carvalho et al., 2003). Segundo Carvalho et al. (2003) *“em casos onde a alteração e a fracturação nas rochas cristalinas são maiores, melhor é a aptidão hidrogeológica. Contudo, a produtividade deste tipo de materiais geológicos não ultrapassa, geralmente os 3 L/s por captação tubular unitária.”*

Enquanto que a alteração das rochas controla o fluxo na parte superior do maciço, as descontinuidades atuam como um sistema coletor responsável pela circulação em profundidade (Afonso et al., 2004).

Normalmente as massas de águas subterrâneas assegura as necessidades para diversos usos, (tais como a rega e o abastecimento local), por meio de poços e galerias de minas que captam aquíferos livres, na maioria das vezes instalados em materiais aluvionares e terraços fluviais. As características litológicas e as limitações de produtividade supracitadas explicam que não exista qualquer captação de água subterrânea inventariada no Sistema Nacional de Recursos Hídricos (SNIRH), no concelho onde se localiza o projeto (Matosinhos).

Contudo, o Porto de Leixões tem, desde 2010, cinco captações (figura 19) que têm como fim a rega dos espaços contíguos. As captações são bastante profundas, variando de profundidade entre os 120 m e os 200 m. Os níveis mais superficiais variam entre os 24 m e os 54 metros, furos 4 e 5 respetivamente.

A recarga de massa de água subterrânea ocorre a partir da infiltração da precipitação ou por influência dos cursos de água que se encontram em conexão hidráulica através de falhas e fraturas. A taxa de recarga da massa de água subterrânea em questão oscila entre os 5 e 10% da precipitação média anual, correspondendo a valores de recarga entre os 72 e 143 mm/ano.

Pela massa de água subterrânea Maciço Antigo Indiferenciado da Bacia do Leça não estar sujeita a pressões significativas e não serem conhecidas situações de evolução negativa das características hidroquímicas e hidrodinâmicas foi classificada, no âmbito da implementação da Diretiva Quadro da Água, em estado químico e quantitativo bom.

Tal como anteriormente foi referido, a massa subterrânea Maciço Antigo Indiferenciado da Bacia do Leça não possui qualquer captação no SNIRH, sendo que não há dados hidroquímicos ou hidrodinâmicos que caracterizem os recursos hídricos da região em que se insere o projeto.

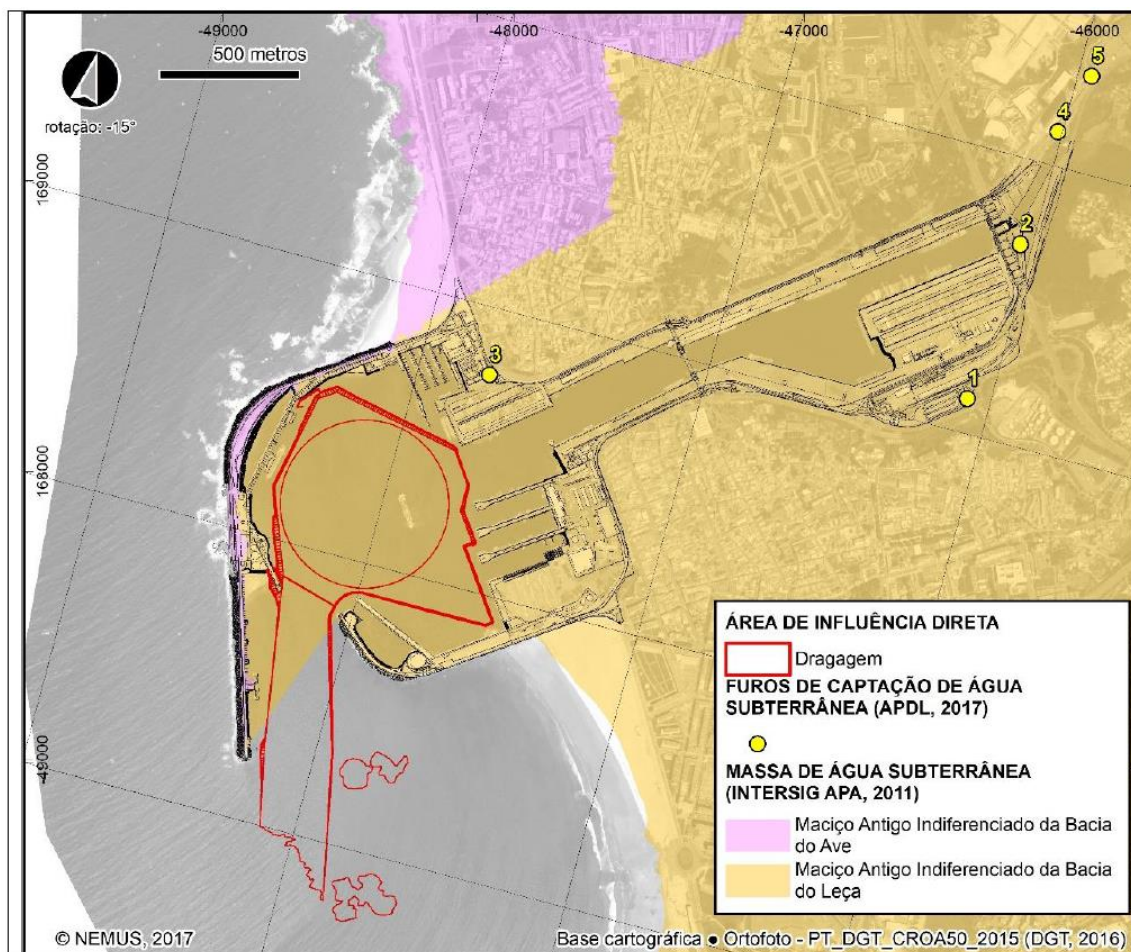


Figura 19 - Localização das captações de água subterrânea no Porto de Leixões. (Retirado de Nemus, 2018)

Segundo Afonso et al. (2004) e embora sejam informações de anos diferentes, assume-se que existe informação para a região do Porto que permite a caracterização dos recursos hídricos subterrâneos.

Foram realizados ensaios em 62 captações do tipo de furo vertical, com uma profundidade a variar entre os 23 e os 205 m, onde permitiram obter caudais mínimos, máximos e médios de 0,4 L/s, 4,0 L/s e 1,7 L/s, respetivamente.

No que diz respeito à permeabilidade, os ensaios concluíram que a região do Porto tem uma permeabilidade moderada, de $1,2 \times 10^{-1}$ m/d. Estes valores de permeabilidade podem ser facilmente relacionados com a fracturação, a espessura e o grau de alteração dos maciços, bem como a profundidade. Admite-se também que a condutividade hidráulica mais elevada se deve à presença de algumas discontinuidades mais permeáveis, quer devido às suas orientações relativamente aos fluxos, quer em termos da sua abertura e/ou preenchimento (Afonso et al., 2007).

3.4.5. Enquadramento geotécnico

Em 2004, foram realizadas 39 sondagens geológicas no que diz respeito aos trabalhos de prospeção geológica-geotécnica, com comprimentos que variaram entre 1,5 m (na zona do Posto B e do Terminal de Petroleiros) e 12,5 m (na zona do atual Terminal Multiusos), na zona do Anteporto e no Canal de Acesso à Doca nº 4 do Porto de Leixões.

As sondagens geológicas atravessaram a cobertura sedimentar que se encontrava depositada no interior do Porto de Leixões e que assentava sobre o substrato rochoso de natureza xisto-grauváquica e granítica. Embora alguma desta cobertura sedimentar amostrada à data tenha sido posteriormente dragada, as características geotécnicas dos materiais que se têm vindo a depositar no interior do Porto de Leixões são representativas dos terrenos da área que irá ser intervencionada.

De acordo com os resultados obtidos da referida campanha de prospeção geológica-geotécnica, as unidades geotécnicas onde se insere o projeto, podem ser resumidas (Nemus, 2018):

- “Cobertura sedimentar recente: Constituída por material não consolidado, de natureza maioritariamente lodo-arenosa, na zona interior do Porto de Leixões, e arenosa, na zona exterior e de entrada no porto.
- Substrato rochoso (xistento e granítico): Esta unidade contém formações de rochas consolidadas e compactas em profundidade, apresenta-se descomprimida nas cotas mais altas (espessura variável entre 30 cm e 3,5 m). O substrato rochoso apresenta-se medianamente a pouco alterado (W_2 - W_3), com muitas fraturas e estas muito próximas entre si (F_4 - F_5). As fraturas que entrecortam o substrato rochoso apresentam-se oxidadas, rugosas e levemente onduladas. No caso dos granitos o RQD_{15} é inferior a 50% e a recuperação ativa varia entre os 53% e os 100%, já no caso das rochas xistentas o RQD_{15} é também inferior a 50% e a recuperação ativa varia entre os 29% e os 100%.”

3.4.6. Enquadramento sísmico

Portugal situa-se numa zona com atividade sísmica histórica relativamente importante, sendo que faz parte de uma região fronteira entre as placas Africana e Euroasiática. Para além dos sismos relacionados com o enquadramento geotectónico mundial, a maior parte da atividade sísmica registada em Portugal deve-se às movimentações regionais de falhas ativas, estas que recortam o Maciço Hespérico. A sismicidade da zona em estudo, identificada na figura 20, está classificada de acordo a Carta de zonamento sísmico de Portugal, como uma zona D. Quer isto dizer que a magnitude dos sismos ocorridos é baixa, nunca sendo superior a 5.

Mesmo sendo de baixa magnitude, ocorrem com frequência acima da média para o território português. Esta ocorrência dá-se devido à presença de falhas compressivas recente que se mantém ativa.

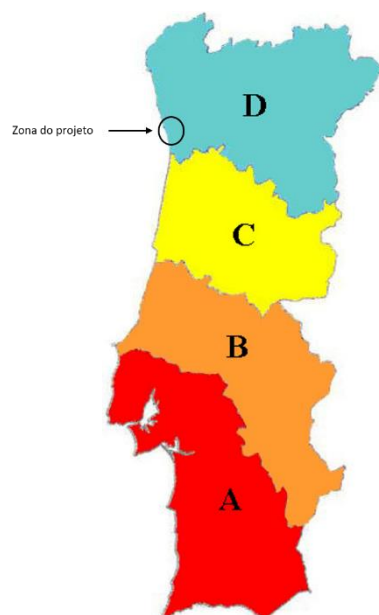


Figura 20 - Carta de zonamento sísmico de Portugal (RSAEEP, 1983).

Com base no Eurocódigo 8, a figura 21 está dividida em duas partes, onde a) refere-se ao zonamento sísmico para uma ação sísmica de tipo 1 (interplaca) e b) para uma ação sísmica do tipo 2 (intraplaca).

No quadro 5 estão expressos os valores de referência da aceleração máxima na base em rocha (a_{gR}).

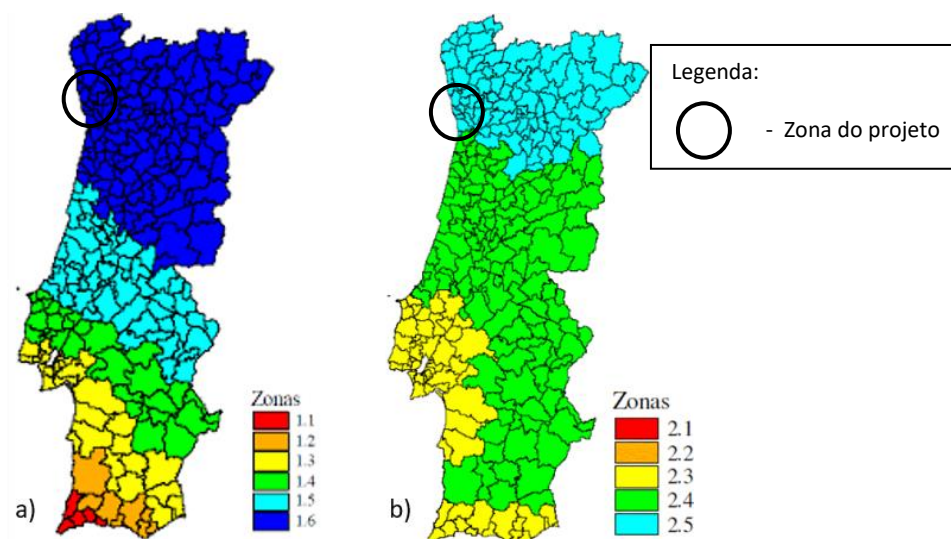


Figura 21 - Zonas Sísmicas em Portugal.

a) Ação sísmica tipo 1 b) Ação sísmica tipo 2 (Eurocódigo 8).

Quadro 5 – Zonas Sísmicas e correspondentes acelerações

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,35	-	-

Fonte: Eurocódigo 8

Como é possível observar na figura 21 e no quadro 5, a zona onde se insere o projeto localiza-se nas zonas sísmicas com menor impacto e assim sendo correspondentes a uma menor aceleração em meios rochosos.

De acordo com a Carta Neotectónica de Portugal Continental, à escala 1:1 000 000 (Cabral & Ribeiro, 1988), na região em que se insere o projeto, encontram-se identificadas várias falhas ativas tectonicamente. Destacando-se a faixa de cisalhamento de Porto – Coimbra – Tomar, que tem o seu extremo norte a sul do Porto de Leixões. Esta megaestrutura regional apresenta uma orientação geral NNW – SSE, desde a região do grande Porto até Tomar, passando por Albergaria-a-Velha e Coimbra (Chaminé et al., 2003). Estão ainda identificadas outras estruturas geológicas regionais na área, com orientação NNE-SSW e N-S (Pereira, 1992).

(página propositadamente em branco)

Capítulo IV

Prolongamento do quebramar exterior (Norte)

4. O novo quebramar do porto de leixões

A necessidade de prolongar o quebramar exterior do Porto de Leixões deve-se à evolução observada no tráfego marítimo de contentores nas últimas décadas. Ao aumento do tráfego marítimo está aliado o crescimento significativo do número de contentores movimentados nos portos mundiais, nacionais e também no Porto de Leixões, que, simultaneamente, leva a um aumento da dimensão e capacidade dos navios porta-contentores.

De ressaltar que nos primeiros seis meses de 2019, o Porto de Leixões movimentou 9,5 milhões de toneladas de mercadoria. No mesmo período, as exportações registaram um aumento de 14,4% com as cargas “*roll-on/roll-off*”, fracionada e contentorizada a aumentarem exponencialmente no mesmo período.

Atualmente o Porto de Leixões já não tem as condições necessárias para receber quase metade da frota mundial de navios porta-contentores, tanto em termos de fundos como de largura do canal de entrada. A manutenção das condições atuais de acesso traduz-se em cada vez mais constrangimentos a curto-prazo e a longo, que se não forem colmatadas podem traduzir-se num abandono do Porto de Leixões por parte de alguns armadores. Abandono este com impacto na economia regional e nacional.

Neste contexto, segundo o Estudo de Impacte Ambiental (EIA), o prolongamento do quebramar exterior justifica-se como uma obra indispensável à concretização dos objetivos globais de modernização do Porto de Leixões, atuando a montante, na melhoria das acessibilidades e da segurança da navegação.

De acordo com o EIA, esta intervenção permitirá melhorar as condições de segurança na receção de navios e efetuar uma adaptação à evolução do perfil das frotas mundiais de navios de carga, constituindo um investimento imprescindível para a perspetivada excelência no desempenho do Porto de Leixões, com elevada importância regional e nacional (APA, 2018). Por fim, refira-se que o projeto em avaliação está enquadrado na Estratégia para o Aumento da Competitividade da Rede de Portos Comerciais do Continente – Horizonte 2026 (aprovada pela Resolução do Conselho de Ministros n.º 175/2017, de 24 de novembro), bem como no Plano Estratégico de Desenvolvimento (PED) da APDL 2016-2026.

4.1. Hipóteses de prolongamento do quebramar

A segurança e a competitividade económica são os grandes fatores que justificam a aposta no prolongamento do quebramar exterior.

As seguintes soluções alternativas para a realização do prolongamento do quebramar exterior Norte foram consideradas inicialmente:

- Alternativa 1 (S1) – prolongamento de 300 m com um ângulo de abertura de 20° para Oeste
- Alternativa 2 (S2) – prolongamento de 250 m, com um ângulo de abertura de 20° para Oeste
- Alternativa 3 (S3) – prolongamento de 200 m, com um ângulo de abertura de 20° para Oeste
- Alternativa 4 (S4) – prolongamento de 300 m, com um ângulo de abertura de 0°
- Alternativa 5 (S5) – prolongamento de 250 m, com um ângulo de abertura de 0°
- Alternativa 6 (S6) – prolongamento de 200 m, com um ângulo de abertura de 0°

A análise comparativa das diferentes soluções foi apresentada no Estudo Prévio (Consulmar, 2019) que concluiu o seguinte:

- “No que se refere à segurança da navegação, a solução que proporciona um canal mais amplo será a mais vantajosa, ou seja, uma das soluções de prolongamento do quebramar com uma rotação de 20° para oeste em relação ao alinhamento atual;
- As soluções que apresentam menor área de implantação disponibilizam um canal mais largo e logo mais seguro, sendo simultaneamente as que apresentam menor impacte visual e monos descontinuidade com o molhe existente, sendo também estas que necessitam de um menor volume de material e logo as que terão, à partida, menores consequências em termos ambientais, sendo que a Alternativa (Estrutural) S3 se revela a mais vantajosa em todos estes aspetos;
- A Alternativa (estrutural) S3 também se revela mais económica, não só por exigir menores quantidades de materiais, como exigir equipamento de colocação dos blocos dos mantos resistentes mais ligeiros;
- A Alternativa (estrutural) S3 foi recomendada como a mais vantajosa, quando comparada com as restantes, quer no que se refere à segurança da navegação, quer quanto ao impacte visual, processo construtivo, impacto ambiental e custos de construção e manutenção.”

Após a análise aos relatórios do LNEC, onde foram analisados os impactes na hidrodinâmica da praia de Matosinhos, observou-se que a diferença entre o prolongamento de 250 metros e um

prolongamento de 300 metros não teria impacto significativo na hidrodinâmica da praia de Matosinhos.

Destas seis soluções acima citadas, a que foi mais vantajosa foi a alternativa 1 (S1) que contempla a extensão de 300 metros, tendo como principal objetivo melhorar as condições de segurança e navegabilidade da barra do Porto de Leixões.

As melhorias servirão o tráfego marítimo, onde a acessibilidade ao porto vai ser mais segura e facilitada, numa mais ampla gama de condições meteo-marítimas, o que melhorará a operacionalidade em todo o porto. Estas melhorias também criarão condições de acesso e receção de navios de carga de maior dimensão, nomeadamente com 300 metros de comprimento, 40 metros de boca e 13,7 metros de calado, ou seja, rondando os 5 000 TEU de capacidade. Navios esses que atualmente não têm entrada no Porto de Leixões.

4.2. Hipóteses para a extensão do quebramar e dimensionamento

Na conceção das diferentes soluções para o prolongamento do quebramar norte de Leixões (IHRH, 2013), desenvolvidas no Anexo II, foram adotados os seguintes pressupostos:

- **Implantação e extensão:** Inicialmente haviam sido consideradas duas alternativas de extensão (200m e 300m) e duas alternativas de implantação da diretriz (alinhada e oblíqua em relação à diretriz da extensão terminal do quebramar existente). O layout ficou estabilizado em função de resultados de simulações de manobrabilidade de navios na aproximação, mas suscetível de pequenos ajustes. Assim, como hipótese de trabalho foi adotado um aumento do comprimento do quebramar de 300m e a respetiva orientação da estrutura que resultaram dos ensaios de navegabilidade levados a cabo no centro Jovellanos.
- **Fundos:** O último levantamento disponível evidencia cotas até aos -18 m ZHL junto da futura cabeça do quebramar, com batimétricas quase perpendiculares à diretriz.
- **Cota de fundação:** Existe evidência nos levantamentos hidrográficos de que ocorreu uma assinalável acumulação de areias no local da implantação da extensão do quebramar, em resultado da corrente de deriva litoral, de norte para sul. Tal situação deverá ser ponderada na adoção da cota de fundação da extensão do quebramar. Foram adotadas como hipóteses de trabalho, cotas entre -18 m e - 20 m ZHL na nova cabeça.
- **Cotas de coroamento:** Para a fixação das cotas de coroamento devem ser tidos em consideração aspetos fundamentais como: o impacto paisagístico, a segurança em relação

aos galgamentos e a acessibilidade através do quebramar existente para efeitos de construção e de manutenção. Quanto mais elevada for a cota do coroamento da estrutura, maiores serão os impactos paisagísticos (para um observador localizado na marginal sul de Matosinhos), mas maior será a segurança em relação aos galgamentos. A cota da plataforma do quebramar existente constitui uma referência para que seja viável o acesso terrestre à nova extensão do quebramar.

- **Tipo e peso de blocos:** Face à experiência existente e à análise de quebramares recentemente executados em condições energéticas idênticas (casos de Sines, Punta Langosteira, Bilbao, Gijón e Ferrol), apenas se admitiu como hipótese de trabalho a utilização de blocos cúbicos (eventualmente cubos modificados, e.g., Antifer), fabricados com betão de densidade normal ou de alta densidade, colocados em duas camadas, com pesos unitários entre 600 e 1000 kN.
- **Secções transversais tipo:** Foram equacionadas diferentes secções transversais tipo alternativas, preliminares, nomeadamente, quebramares em taludes, verticais e mistos.

Depois de efetuar o levantamento e a análise das soluções adotadas em vários quebramares construídos em ambientes muito energéticos, foram apresentadas secções transversais e plantas das várias alternativas equacionadas para o prolongamento do quebramar norte do porto de Leixões, com diferentes cotas de coroamento e plataformas, bem como inclinações dos taludes, que conduziram a várias variantes, para as quais foram efetuadas estimativas preliminares de volumes.

A cota da plataforma de circulação, em qualquer uma das soluções estudadas, foi fixada em +7,25 m (ZHL), valor que corresponde à cota da plataforma do quebramar norte do porto de Leixões, evitando-se assim a criação de desníveis entre as duas estruturas e a eventual criação de rampas de acesso.

A construção e a posterior manutenção da extensão do quebramar, em particular do seu manto resistente, requerem a instalação de um guindaste, que terá de se movimentar, sem restrições, na plataforma existente no coroamento da estrutura. Esse guindaste, a adquirir pela APDL, terá, previsivelmente, uma largura da ordem dos 12,0 a 12,5 m, o que implicou o alargamento da plataforma do novo trecho de quebramar para 13,0 m. Sendo a largura da plataforma do atual quebramar norte de aproximadamente 10,0 m, a utilização de um guindaste com as características

indicadas irá implicar, possivelmente, a necessidade de realizar modificações no quebramar atual, no guindaste (a adquirir) ou em ambos.

A zona de transição, entre a cabeça do quebramar norte existente e a zona do prolongamento, necessitou de uma abordagem mais pormenorizada, assim como a nova cabeça do quebramar, que deverá ser objeto de uma conceção e dimensionamento muito específicos.

As soluções desenvolvidas para o prolongamento do quebramar norte de Leixões foram estudadas em modelo físico reduzido (modelo bidimensional), tendo em vista a seleção das duas ou três soluções mais promissoras. As soluções selecionadas deverão ser otimizadas num estudo em modelo físico tridimensional (3D).

Nos estudos em modelo físico referidos é fundamental ter em consideração os seguintes aspetos (IHRH, 2013):

- “questões relacionadas com os galgamentos e com a estabilidade das estruturas e dos blocos que as constituem;
- número de camadas de blocos e disposição dos mesmos em camadas arrumadas, semi-arrumadas ou sem qualquer arrumação, e suas implicações em termos de estabilidade e níveis de galgamento;
- importância de estudar, não apenas o perfil final (completo) da obra, mas também o perfil da secção corrente e da cabeça do quebramar durante a fase construtiva, na qual a obra se apresenta bastante vulnerável, ou seja, nas fases em que o quebramar ainda não está protegido pelos mantos exterior e interior e não dispõe de superestrutura;
- estabilidade da extremidade do atual quebramar norte durante a fase construtiva do prolongamento;
- efeitos dos galgamentos no talude interior (questão da cota do coroamento da estrutura);
- possibilidade de aligeiramento da solução, abaixo de determinada cota, no pé de talude (interior e exterior);
- avaliação da redução da estabilidade do manto resistente, ao longo dos anos, devido ao previsível desgaste dos blocos de betão;

- estudo do trecho de transição do perfil do atual quebramar norte para o perfil do prolongamento que, apresentando uma configuração côncava em planta, é um local de provável concentração da energia da agitação.”

A figura 22 apresenta o perfil corrente de uma das soluções em taludes considerada nos estudos preliminares, realizados pelo IHRH, para o prolongamento do quebramar norte. A barlar foi considerado um prisma de pé de talude a partir da cota -12,0 m (ZHL). A cota de fundação da estrutura é de -20,0 m (ZHL) na extremidade sul. Na proximidade da cabeça do atual quebramar norte, essa cota poderá, numa primeira aproximação, ser reduzida para valores da ordem dos - 18.0 m (ZHL). A solução apresenta um talude exterior com uma inclinação 2.5H:1V e um manto resistente composto por blocos cúbicos de betão, dispostos em duas camadas. O talude interior tem inclinação de 1.5H:1.0V e é de camada única. A estrutura tem o coroamento à cota +12.5 m (ZHL).

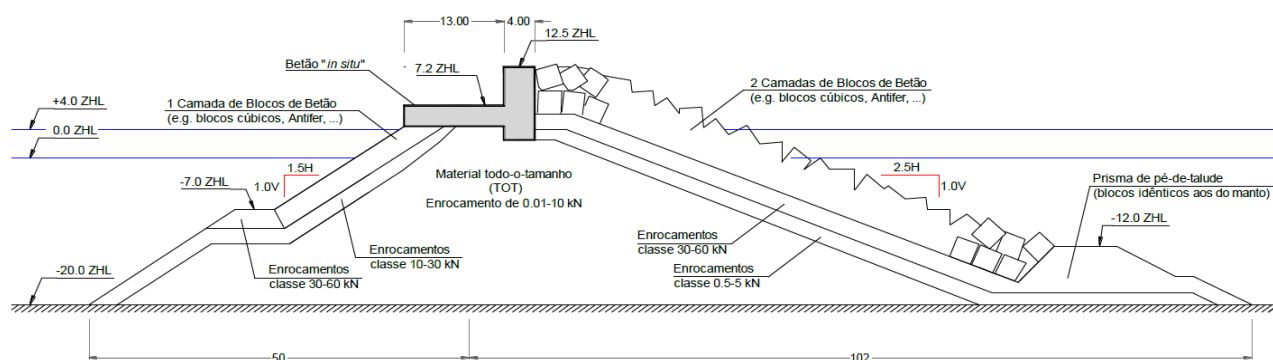
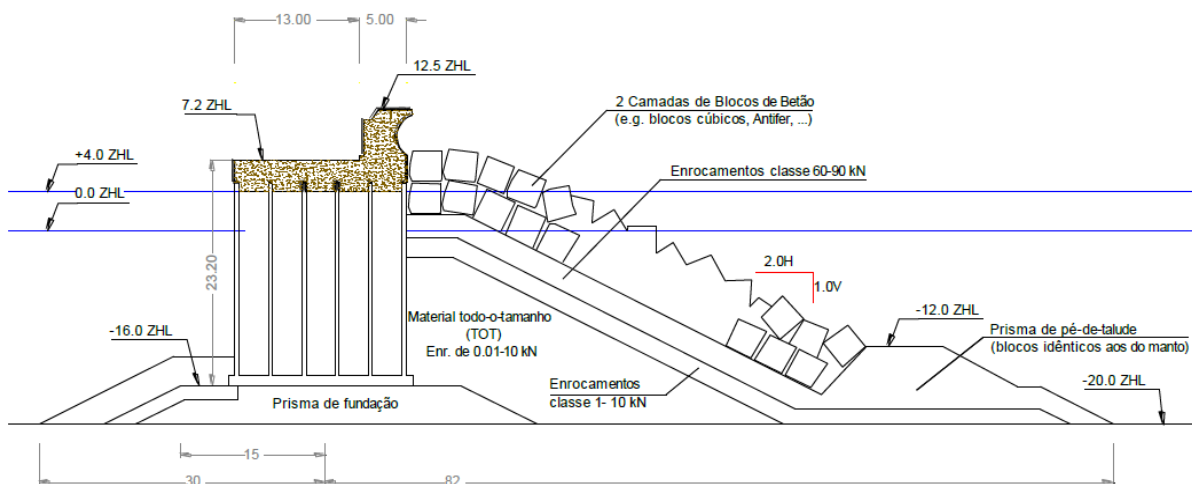


Figura 22 – Perfil corrente da solução em taludes. (IHRH, 2013).

De forma a minimizar a área de implantação da solução a utilizar no prolongamento do quebramar norte do porto de Leixões, foram estudadas soluções baseadas na aplicação de caixões, preenchidos com areia e/ou betão. As duas possibilidades analisadas foram: a construção de um quebramar vertical, materializado por um alinhamento reto de caixões assentes sobre um prisma de fundação; e a construção de um quebramar de perfil transversal misto (ou composto), figura 23, constituído por um alinhamento de caixões e um talude, a barlar, com uma inclinação de 2.0H:1.0V.



A bibliografia da especialidade refere que o quebramar misto é uma solução característica de aplicações em águas pouco profundas, contudo, encontra também aplicação em águas intermédias ou profundas, quando se prevê a ocorrência de forças impulsivas significativas (devido à agitação marítima). Por outro lado, a existência de um talude poroso permite reduzir a reflexão das ondas, as forças de impacto no caixão e os galgamentos da estrutura, aspetos particularmente importantes na presente aplicação no porto de Leixões.

Tendo em conta os objetivos e as condicionantes do projeto, preconiza-se, nesta fase, que o quebra-mar de perfil transversal misto seja constituído por caixotões com 21,0 m de altura, 18,0 m de largura e 25,0 m de comprimento. Esta solução apresenta, a barlar, um talude com uma inclinação de 2H:1V, protegido por um manto resistente de blocos de betão cúbicos, dispostos em duas camadas. O coroamento da solução apresentada na figura 24 encontra-se à cota +12,5 m (ZHL).

A fundação dos caixotões, à cota -16,0 m (ZHL), é realizada sobre um prisma de fundação em enrocamento, que poderá atingir cotas de -20,0 m (ZHL) na extremidade sul do quebramar. Na proximidade da cabeça do atual quebramar norte, essa cota poderá, numa primeira aproximação, ser reduzida para valores da ordem dos -18,0 m (ZHL).

A extensão do quebramar norte é justificada por razões de melhoria da manobrabilidade dos navios na aproximação à entrada do anteporto, sendo mesmo indispensável para os navios de maior dimensão. Vai proporcionar uma melhoria das condições de abrigo em relação à agitação no interior do porto e numa maior área da baía da praia de Matosinhos.

Previsivelmente haverá uma alteração nas condições atuais para a prática de surf, mas geram-se novas condições também favoráveis. Será melhorada a segurança e navegabilidade no acesso ao Porto de Leixões, e a praia de Matosinhos continuará a ser uma segura, com todas as condições para a prática balnear e de deportes de ondas.

4.2.1. Quebramares em taludes

Os quebramares em taludes são de construção relativamente fácil e uma solução com alguma tradição em Portugal. Neste caso em particular, esta seria uma solução de continuidade relativamente à estrutura do atual quebramar norte de Leixões. O dimensionamento criterioso da superestrutura do quebramar poderá permitir reduzir os níveis de galgamento para valores considerados aceitáveis. A nível internacional existe grande experiência, quer a nível de projeto, quer de execução.

O dimensionamento dos blocos do manto resistente é um aspeto de importância crucial, pois a instabilidade de alguns blocos desse manto pode resultar num aumento exponencial de danos. O aumento do tamanho de blocos de betão pode diminuir a resistência estrutural dos mesmos, particularmente no caso dos blocos de geometria complexa. Em termos gerais, estes quebramares apresentam grande eficácia hidráulica e estrutural. Menor risco no dimensionamento pois apresentam uma rotura habitualmente progressiva.

As soluções foram desenvolvidas considerando duas inclinações distintas para o talude do manto resistente e duas cotas de coroamento da estrutura. Neste pré-dimensionamento preliminar foi considerada uma altura de onda de significativa de projeto de 12,0 m, que terá de ser confirmada em estudos posteriores.

No que concerne ao tipo e peso dos blocos do manto resistente, face à experiência existente e à análise de quebramares recentemente executados em condições energéticas e profundidades semelhantes (e.g. Sines, Punta Langosteira, Gijón, Bilbao, Ferrol), apenas se admitiu como hipótese de trabalho a utilização de blocos cúbicos (eventualmente cubos modificados, e.g., Antifer) com betão de densidade normal ou de alta densidade, arrumados em duas camadas.

De forma a minimizar a volumetria das várias soluções em taludes, e também o espaço ocupado em planta, neste trabalho considerou-se que a superestrutura, numa largura de aproximadamente 5 m, seria betonada, diretamente, sobre o talude interior do quebramar, materializado por uma camada única de blocos de betão. Os espaços vazios entre blocos adjacentes da camada superior seriam preenchidos com blocos de menor dimensão, de forma a evitar uma penetração excessiva do betão da superestrutura na camada do manto.

Nesta fase do trabalho considera-se a possibilidade de utilizar, no perfil de rotação da cabeça, blocos com uma geometria idêntica à dos que foram utilizados no perfil corrente, mas fabricados com um betão de alta densidade. Alternativamente, considera-se a possibilidade de usar blocos de maior dimensão nos sectores mais críticos.

As figuras 24, 25, 26 e 27 apresentam o perfil corrente das soluções variantes, em taludes, que foram consideradas para o prolongamento do quebramar norte, que resultam da consideração de duas cotas de coroamento e de duas inclinações do talude do manto resistente. Do lado de barlarar foi considerado um prisma de pé de talude a partir da cota -12,0 m (ZHL). A cota de fundação da estrutura é de -20,0 m (ZHL) na extremidade sul do quebramar. Na proximidade da cabeça do atual quebramar norte, essa cota poderá, numa primeira aproximação, ser reduzida para valores da ordem dos -18,0 m (ZHL).

4.2.1.1. Hipótese A.1

- Coroamento à cota + 12,5 m (ZHL);
- Talude exterior: 2.5H:1.0V (camada dupla de blocos de betão - $W > 600$ kN);
- Talude interior: 1.5H:1.0V (camada única de blocos de betão).

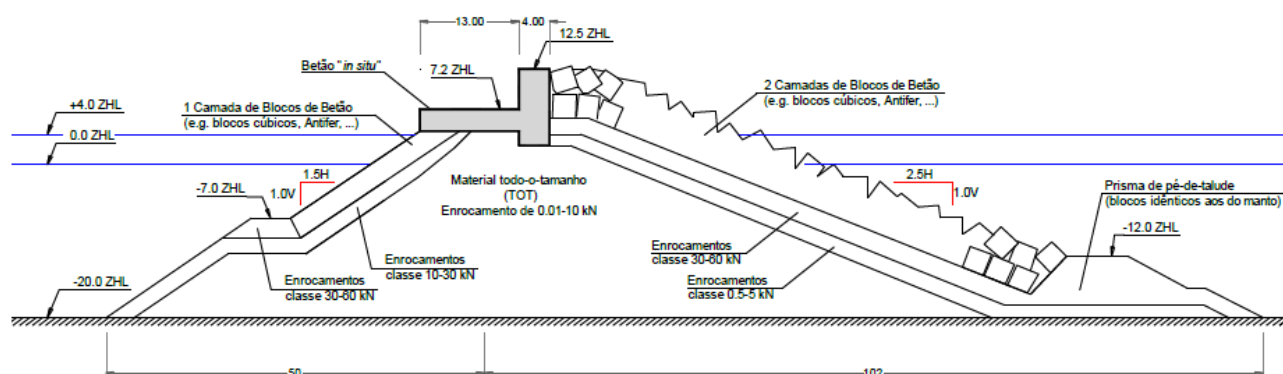


Figura 24 – Perfil corrente da Hipótese A.1. (IHRH, 2013)

4.2.1.2. Hipótese A.2

- Coroamento à cota + 10.0 m (ZHL);
- Talude exterior: 2.5H:1.0V (camada dupla de blocos de betão - $W > 600$ kN);
- Talude interior: 1.5H:1.0V (camada única de blocos de betão).

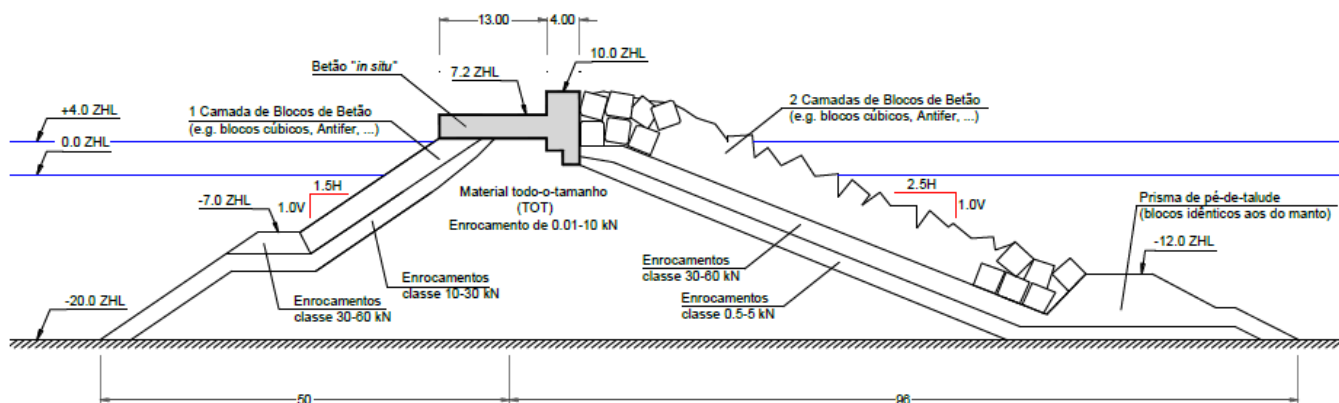


Figura 25 – Perfil corrente da Hipótese A.2. (IHRH, 2013).

4.2.1.3. Hipótese B.1

- Coroamento à cota + 12.5 m (ZHL);
- Talude exterior: 2.0H:1.0V (camada dupla de blocos de betão - $W > 750$ kN);
- Talude interior: 1.5H:1.0V (camada única de blocos de betão).

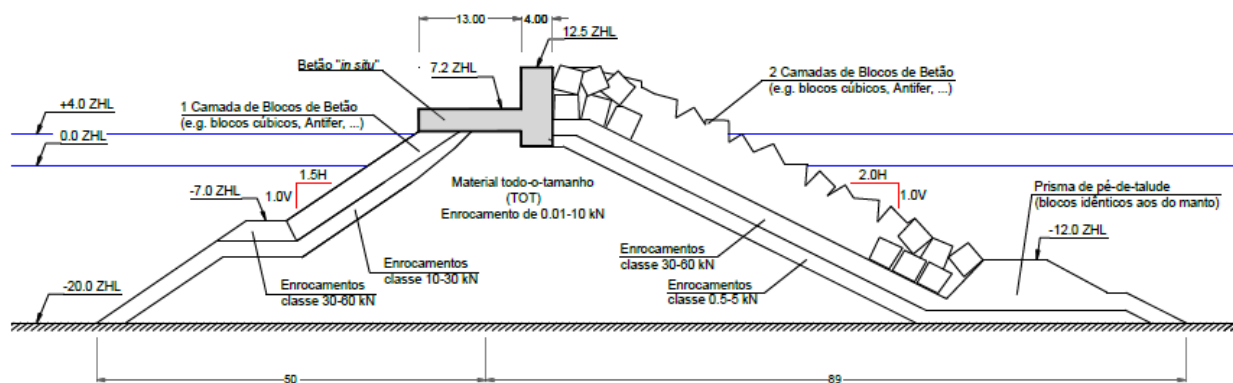


Figura 26 – Perfil corrente da Hipótese B.1 (IHRH, 2013).

4.2.1.4. Hipótese B.2

- Coroamento à cota + 10.0 m ZHL;
- Talude exterior: 2.0H:1V (camada dupla de blocos de betão - $W > 750$ kN);
- Talude interior: 1.5H:1V (camada única de blocos de betão).

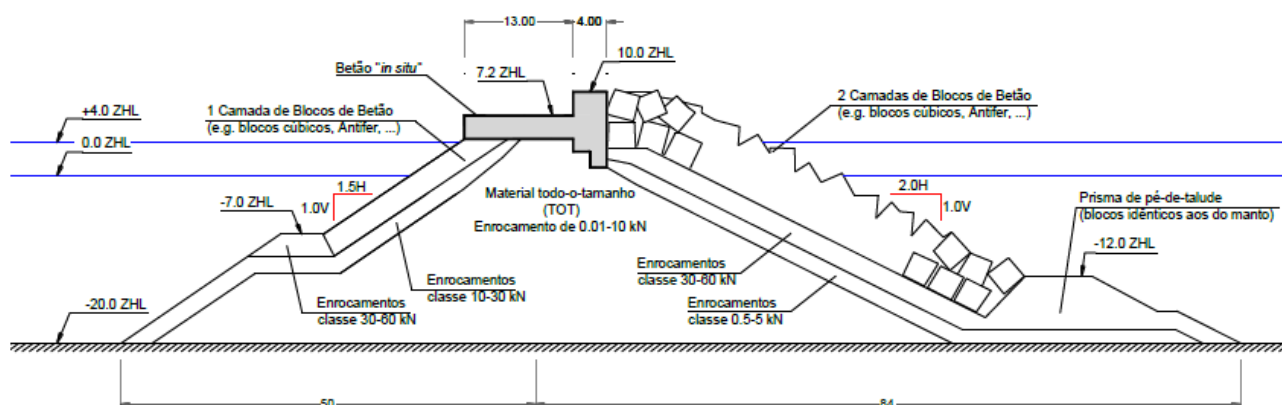


Figura 27 – Perfil corrente da hipótese B.2. (IHRH, 2013).

4.2.2. Quebramar em taludes com quebramar submerso frontal

O estudo realizado considerou ainda a construção de um quebramar em taludes associado a um quebramar submerso destacado, numa posição frontal. Esta solução, análoga à que atualmente existe na extremidade do atual quebramar norte, pretende criar uma zona entre as duas estruturas referidas, que funcione como uma câmara dissipadora da energia da agitação incidente.

Assim, com a construção do quebramar submerso, espera-se a redução das solicitações sobre o quebramar principal (que, para o mesmo nível de estabilidade, pode resultar na redução do peso dos blocos do manto resistente) e dos galgamentos.

Esta solução apresenta uma volumetria e área de implantação maiores do que qualquer uma das restantes e, provavelmente, terá custos de construção também mais elevados. No entanto, a avaliação final deve ter em consideração, não apenas os custos estimados com a construção do prolongamento, mas também os custos de manutenção do mesmo, assim como os níveis de segurança e de proteção contra a ocorrência de galgamentos. A figura 28 apresenta o perfil corrente deste quebramar em taludes, dotado de um quebramar frontal submerso, para pré-rebentação da agitação marítima.

4.2.2.1. Hipótese C

- Talude exterior: 1.5H:1.0V (camada dupla de blocos de betão);
- Quebramar submerso de proteção ao quebramar principal com taludes a 2.0H:1.0V (estrutura idêntica à do quebramar que protege a cabeça do atual quebramar norte do porto de Leixões);
- Talude interior: 1.5H:1V (camada única de blocos de betão).

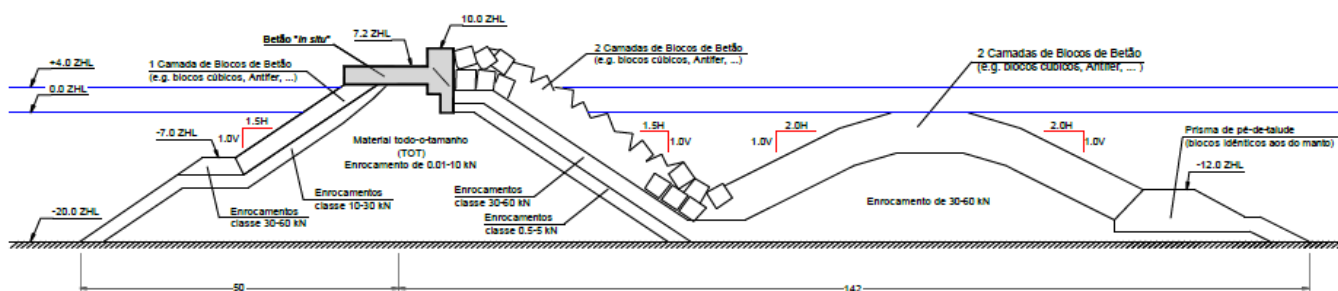
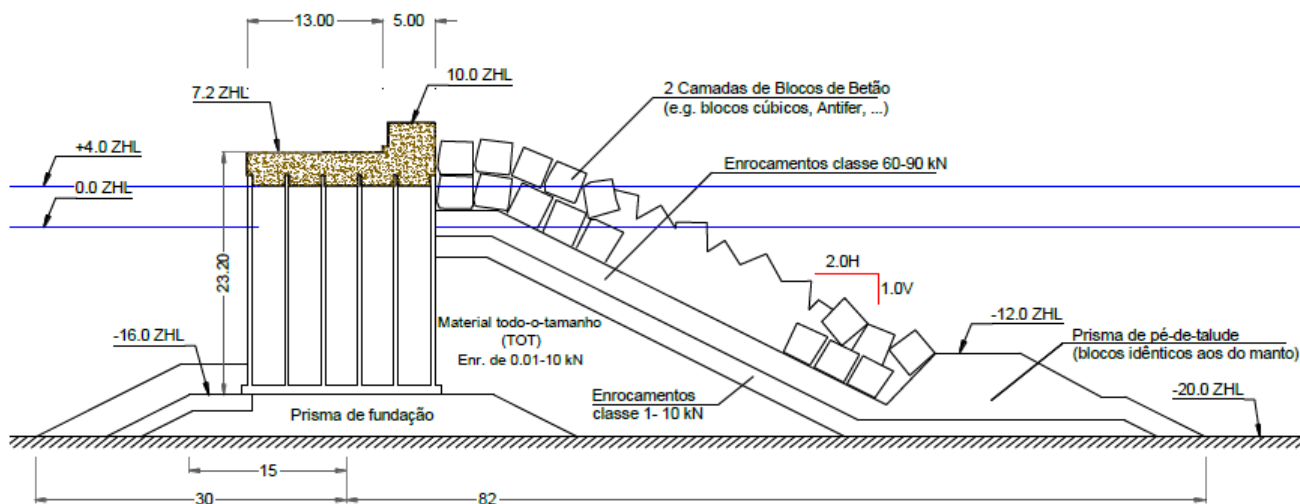
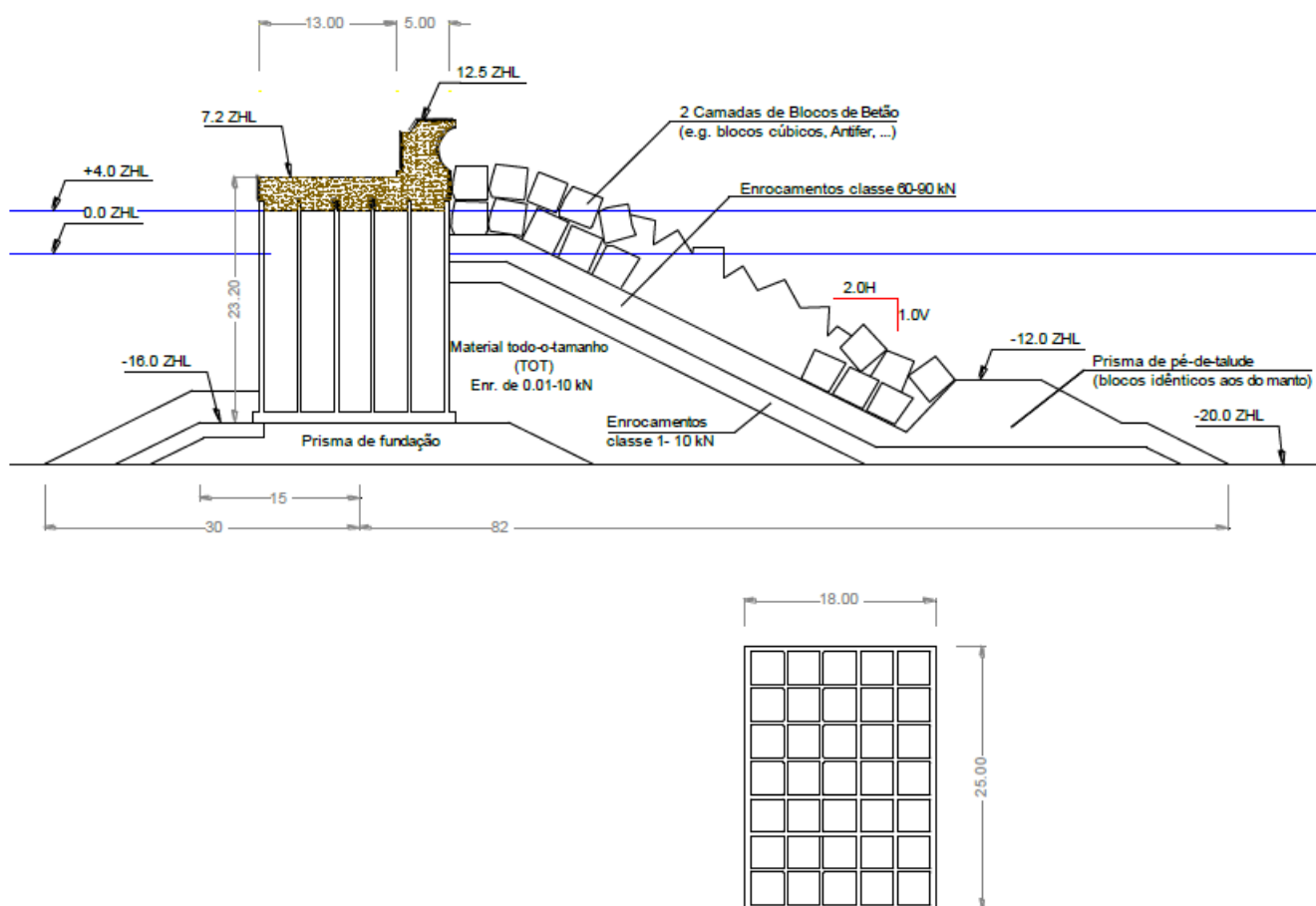


Figura 28 - Perfil corrente da Hipótese C. (IHRH, 2013).

4.2.3. Quebramar de perfil transversal misto (composto)

De forma a minimizar a área de implantação da solução a utilizar no prolongamento do quebramar norte do porto de Leixões, foram estudadas soluções baseadas na aplicação de caixões, preenchidos com areia e/ou betão. As duas possibilidades analisadas foram: a construção de um quebramar vertical, materializado por um alinhamento reto de caixões assentes sobre um prisma de fundação; e a construção de um quebramar de perfil misto (ou composto), constituído por um alinhamento de caixões e um talude, a barlar, com uma inclinação de 2.0H:1.0V.

Tendo em conta os objetivos e as condicionantes do projeto, preconiza-se, nesta fase, que o quebramar de perfil transversal misto seja constituído por caixotões com 21,0 m de altura, 18,0 m de largura e 25,0 m de comprimento. Esta solução apresenta, a barlar, um talude com uma inclinação de 2H:1V, protegido por um manto resistente de blocos de betão cúbicos (normais ou modificados – e.g., Antifer), dispostos em duas camadas. Foi desenvolvida uma solução como o coroamento à cota +12.5 m (ZHL), Hipótese D.1 - figura 29, e outra com o coroamento à cota +10,0 (ZHL), Hipótese D.2 - figura 30.



A fundação dos caixões, à cota -16,0 m (ZHL), é realizada sobre um prisma de fundação em enrocamento, que poderá atingir cotas de -20,0 m (ZHL) na extremidade sul do quebramar. Na proximidade da cabeça do atual quebramar norte, essa cota poderá, numa primeira aproximação, ser reduzida para valores da ordem dos -18,0 m (ZHL).

4.2.4. Análise da implantação das soluções estudadas

A figura 31 apresenta a implantação da solução de prolongamento do quebramar norte do porto de Leixões, com taludes a 2.5H:1.0V e 1.5H:1.0V, a barlar e sotamar, respetivamente, segundo a diretriz rodada 20º a barlar, relativamente ao alinhamento atual do quebramar. As linhas apresentadas a magenta definem um hipotético canal de navegação de acesso ao anteporto.

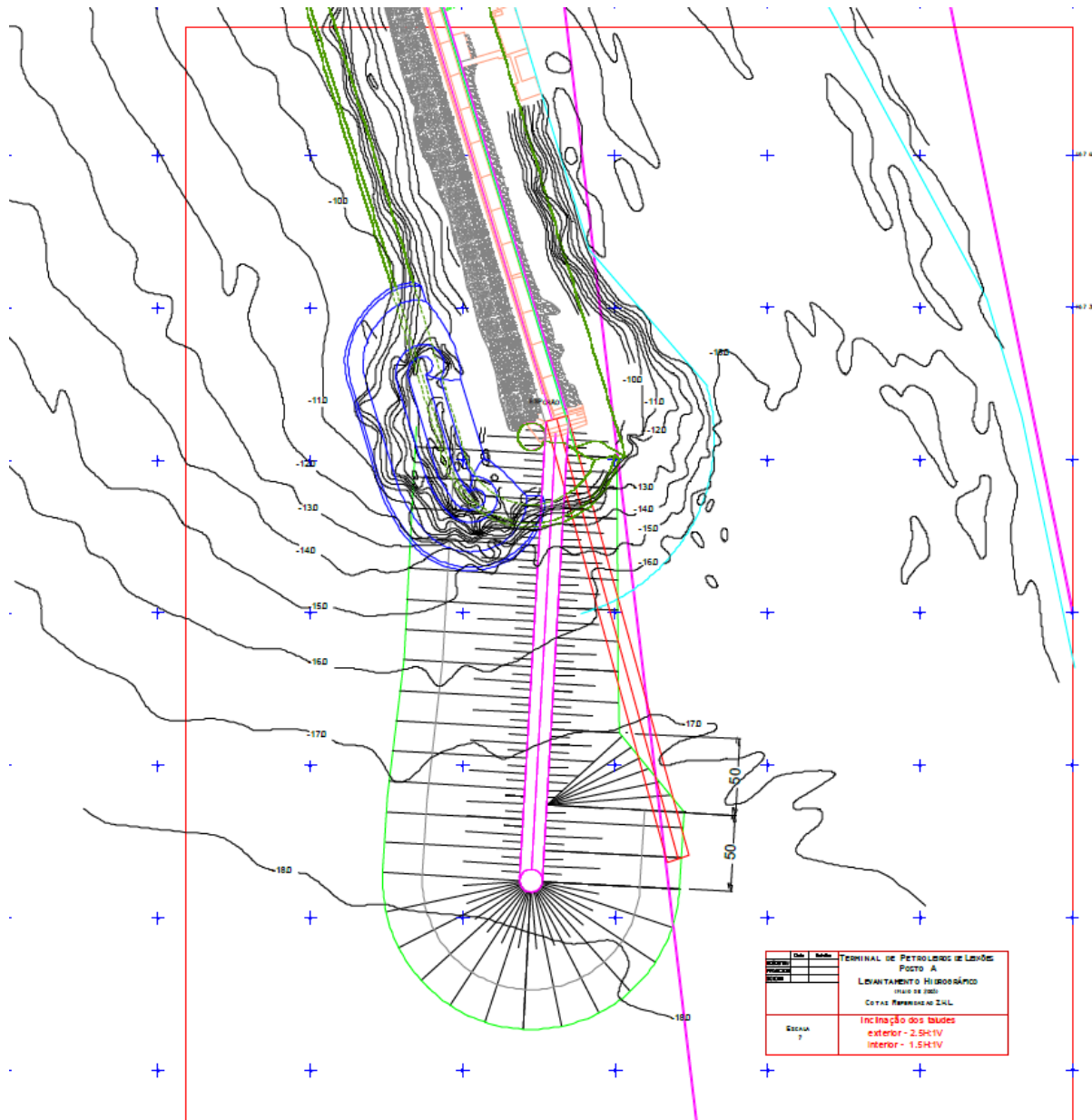


Figura 31 - Esboço da implementação do prolongamento do quebramar norte do porto de Leixões. (IHRH, 2013)

A solução cuja implantação está representada na figura 31 é a mais condicionante, por apresentar taludes com uma inclinação de 2.5H:1.0V, quer no perfil corrente, quer no perfil de rotação da cabeça. É possível verificar-se que a interferência da estrutura com o canal de navegação representado na figura é mínima, ou mesmo nenhuma, uma vez que a linha limite representada corresponde ao contorno da intervenção à cota - 20 m (ZHL) e o canal de navegação, mesmo depois de degrado, encontrar-se-á a cotas mais elevadas.

4.2.4.1. Construção de um quebramar (semi-submerso) – nova solução

Por fim, importa fazer referência às soluções que se baseiam na utilização de um quebramar submerso e semi-submerso. Estas soluções, embora não sendo capazes de assegurar níveis de tranquilidade elevados na entrada do porto, apresentam impactos visuais mínimos (ou mesmo inexistentes) e vantagens ao nível da construção. São também a solução potencialmente mais económica de todas as que já foram estudadas. Recorda-se que foi adotada uma solução deste tipo no passado, quando se tornou necessário melhorar os níveis de tranquilidade no interior da bacia portuária do porto de Leixões.

A figura 32 apresenta a representação de uma possível implantação do quebramar submerso de proteção do quebramar em taludes.

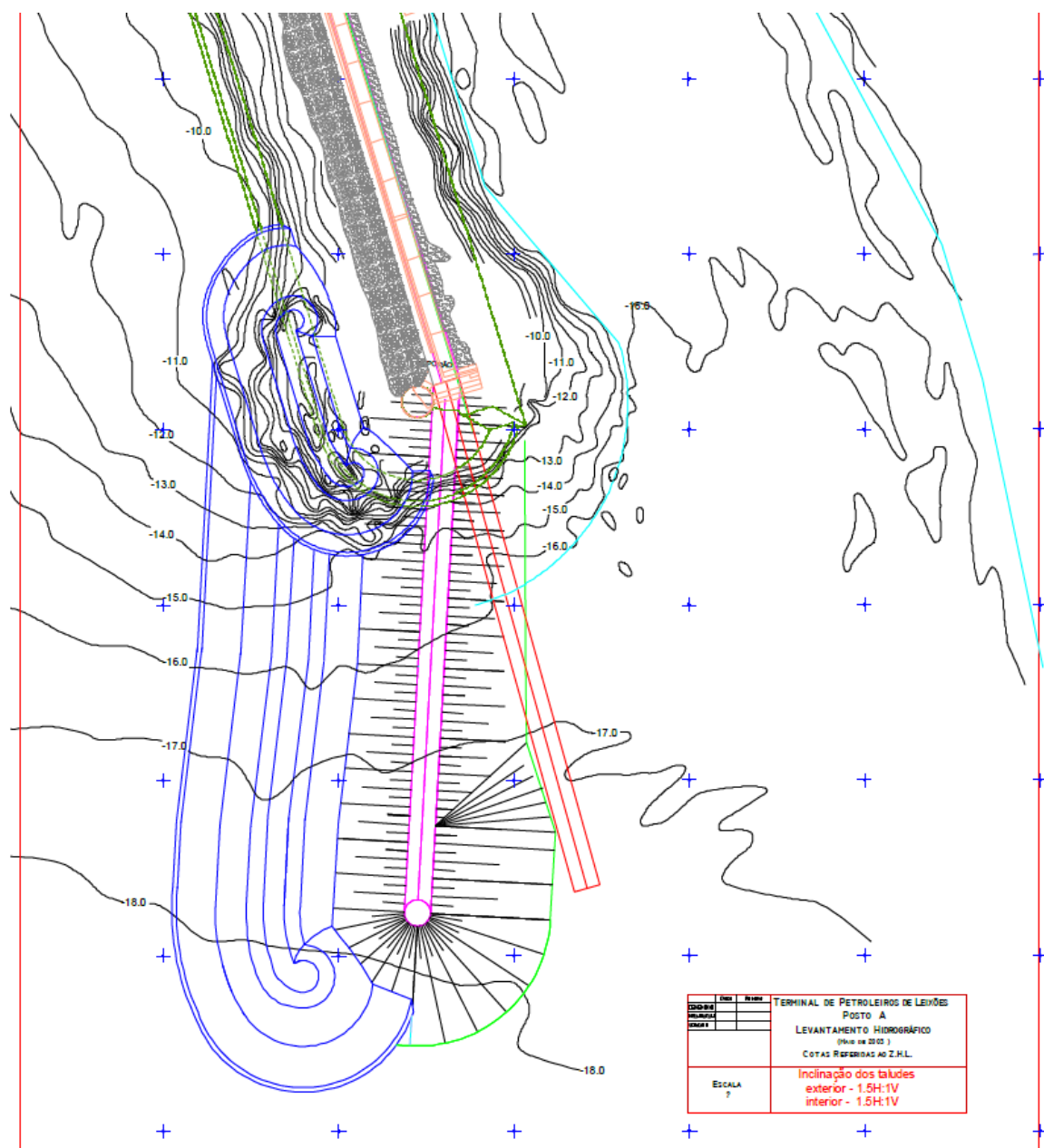


Figura 32 – Esboço da implementação do quebramar submerso de proteção do quebramar em taludes. (IHRH, 2013)

As figuras 33 e 34 apresentam o perfil transversal das duas soluções consideradas. Ambos os quebramares apresentam taludes com uma inclinação de 2.0H:1.0V, sendo o manto exterior constituído por uma camada dupla de blocos de betão. O quebramar submerso tem o coroamento à cota +0.00 m (ZHL) e o quebramar semi-submerso ou “galgável” à cota 7.0 m (ZHL). As estimativas preliminares das quantidades de materiais são apresentadas no quadro 6.

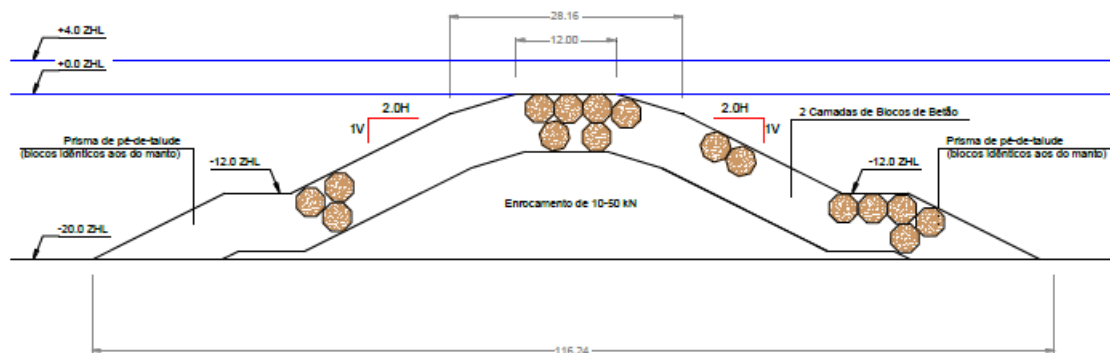


Figura 33 – Perfil corrente do quebramar submerso tem o coroamento à cota +0.00 m (ZHL). (IHRH, 2013)

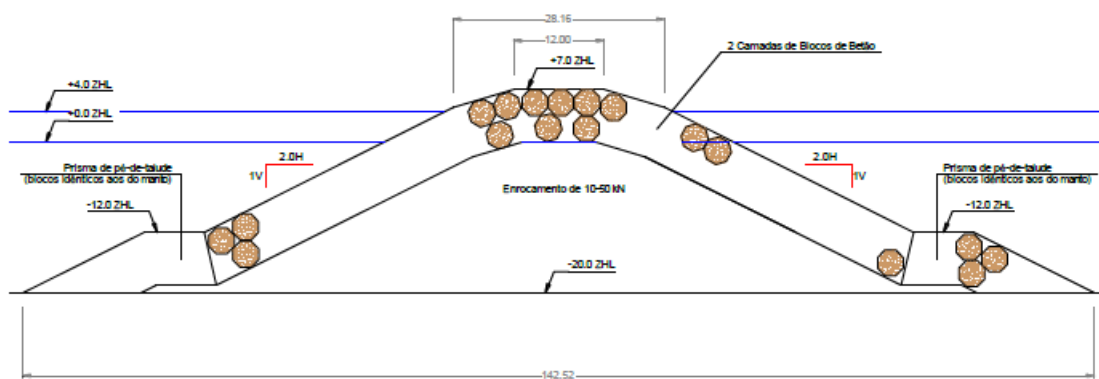


Figura 34 – Perfil corrente do quebramar semi-submerso ou "galgável" à cota 7.0 m (ZHL). (IHRH, 2013)

Quadro 6 -Estimativas preliminares da quantidade de materiais utilizados.

Material \ Solução	F.1	F.2
Blocos de betão - manto resistente (m3)	224 000	289 000
Material a utilizar no núcleo (m3)	164 000	335 000
Total (m3)	388 000	624 000

4.2.5. Outras soluções

Neste capítulo são apresentadas as secções transversais das soluções de prolongamento do quebramar norte que, embora tenham sido consideradas no estudo, não foram selecionadas para desenvolvimento futuro. Apresentam-se apenas as soluções mais relevantes.

A solução de prolongamento do quebramar norte de Leixões em caixotões foi pré-dimensionada com base nos mesmos pressupostos das anteriores. Os pontos potencialmente mais fortes de um quebramar vertical são: opção económica e resistente em águas profundas, baixa manutenção, menores impactes ambientais durante a construção e tempo de execução e de instalação reduzido. Os pontos fracos desta solução estão associados, essencialmente, à possibilidade de rotura da fundação para agitação muito energética, ruína abrupta se a ação atuante exceder determinado valor limite, difícil reparação e necessidade de um terreno de fundação resistente.

A figura 35 apresenta o perfil transversal desta solução, que terá, naturalmente, uma área ocupada em planta menor do que qualquer uma das outras. Os caixotões teriam 23.2m de altura, 15.0 m de largura e 25.0 m de comprimento. As estimativas preliminares das quantidades de materiais para estas soluções são apresentadas no quadro 7.

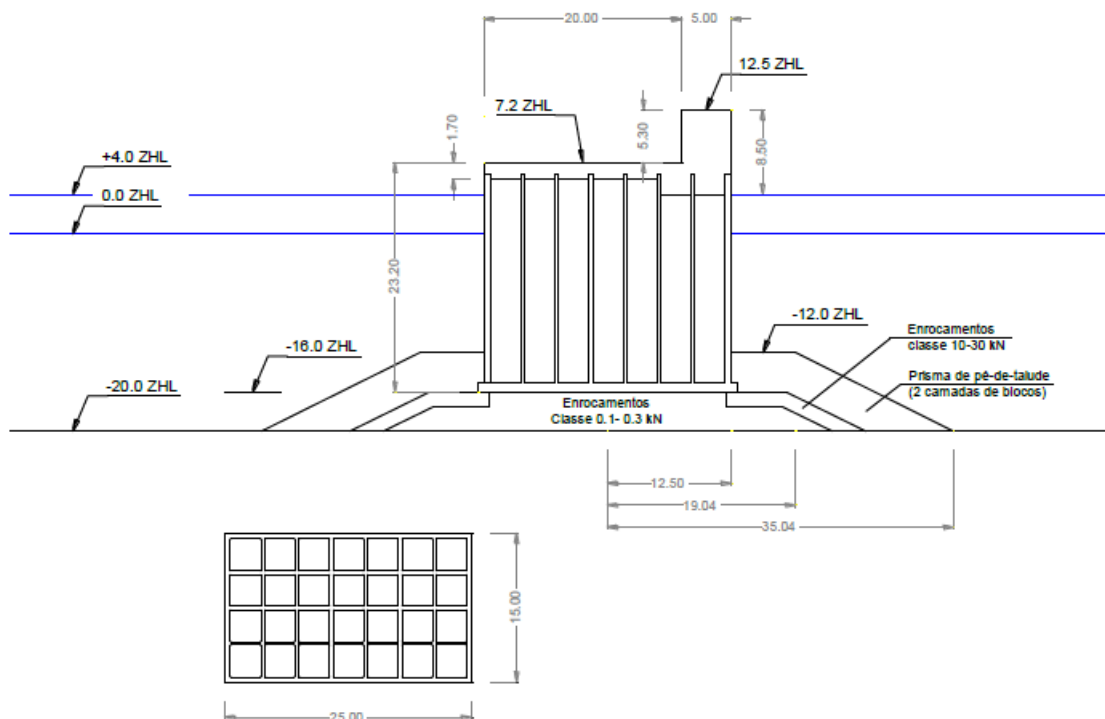


Figura 35 – Perfil transversal do quebramar vertical. (IHRH, 2013)

Quadro 7 – Estimativas preliminares das quantidades de materiais para a solução do quebramar vertical.

Material	Soluções	E.1	E.2
Blocos de betão - manto resistente (m3)		46 500	46 500
Enrocamento - classe 10 - 30 kN (m3)		12 000	12 000
Material todo o tamanho (TOT) (m3)		42 000	42 000
Betão aplicado “ <i>in situ</i> ” (m3)		23 000	27 200
Material para enchimento das células dos caixotões (m3)		116 000	116 000
Betão para a construção dos caixotões (m3)		46 500	46 500
Total (m3)		286 000	290 200

4.3. Escolha da solução final

A APDL, com vista a dar resposta às novas necessidades e exigências, tem realizado diversos estudos económicos, financeiros jurídicos, de navegabilidade, estudos geológicos, estudos preliminares para definição dos potenciais perfis transversais da estrutura e os ensaios em modelo físico e numérico para validação e otimização dos mesmos. Todos os estudos anteriormente referidos estão a ser realizados com o objetivo de permitir a receção de navios com 300 m de comprimento, 40 m de boca e 13,7 m de calado.

4.3.1. Estudos Preliminares

O conjunto das soluções estudadas teve por base os estudos realizados preliminarmente pelo IHRH ao longo dos anos para a APDL, onde se incluem a extensiva modelação numérica da bacia portuária, onde foram testadas diferentes extensões e alinhamentos para o prolongamento do molhe.

Também se teve em conta os resultados dos dois estudos de navegabilidade, onde se destaca o realizado em 2013 (Jovellanos), onde foram testados todos os cenários em que o prolongamento teria um comprimento de 200 a 300 m e em que o alinhamento deste último seria segundo o mesmo eixo do quebramar existente ou segundo um novo eixo, que foi estabilizado numa solução rodada 20º para Oeste face ao existente.

Dos estudos anteriormente referidos, resultou a proposta de uma solução de quebramar convencional com 300 m de comprimento, alinhado segundo um eixo rodado de 20º para Oeste face ao existente. Na figura 36 é apresentado o perfil transversal tipo.

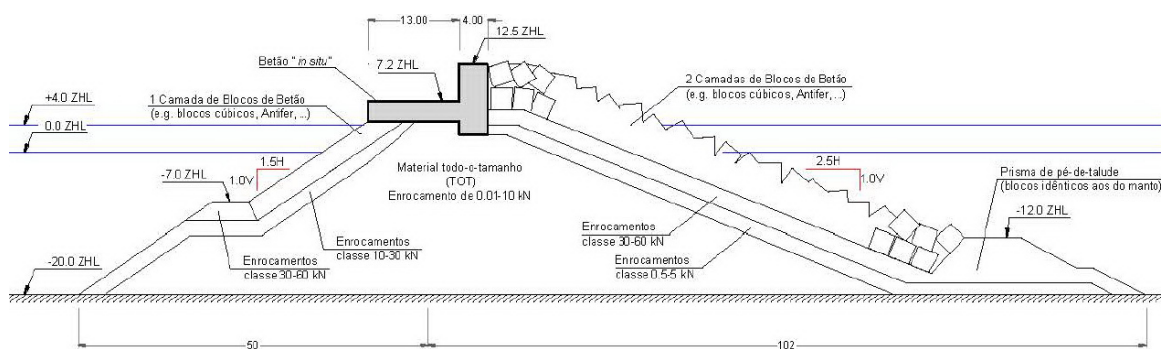


Figura 36 – Perfil transversal tipo para prolongamento do quebramar exterior. (IHRH, 2013)

Esta solução consistia num quebramar de taludes, com um núcleo em ToT protegido por filtros de enrocamentos selecionados 0,5 a kN e 30 a 60 kN no extradorso e enrocamentos selecionado entre 10 e 30 kN pelo intradorso. O quebramar teria o topo do núcleo definido à cota +4,3 m (ZHL), com largura de plataforma de trabalho de 13 m.

Os taludes seriam protegidos por mantos em blocos artificiais de betão simples de densidade “normal” com um peso superior a 600 kN, recomendando-se uma colocação em camada dupla no extradorso e camada única pelo intradorso. O talude exterior seria estabelecido com um declive de 1:2,5 (H:V), sendo este intradorso de 1:1,5 (H:V). Os mantos seriam estabilizados por prismas de pé de talude em blocos idênticos aos do manto no extradorso e por enrocamentos 30-60 kN no intradorso.

A solução proposta pretendia minimizar os galgamentos com incorporação de um muro cortina na superestrutura, o qual teria 17 m de largura na sapata. A cota no topo do muro estava definida a +12,5 m (ZHL) e plataforma de circulação a +7,2 m (ZHL), justificando pela preocupação com a minimização do impacto visual da obra. A espessura do muro seria de 4 a 5 m.

4.3.2. Ensaios físicos de estabilidade e galgamento

Com o objetivo de estudar e validar a solução apresentada foram realizados ensaios físicos de estabilidade e galgamento, em ensaios bidimensionais em canal e em ensaios tridimensionais posteriormente.

Nos ensaios bidimensionais em canal, a estrutura apresentada na figura 37 foi sujeita a agitação irregular simulada utilizando o espectro JONSWAP, que permite a reprodução das ondas com fase aleatória de acordo com o espectro teórico definido. Os ensaios foram realizados com as condições seguintes:

- Dois níveis de maré constante: +0,0 m (ZHL) e +4,0 m (ZHL);
- Três períodos de pico (T_p) de 12, 16 e 20 s;
- Alturas de onda crescentes entre 6 e 14 m em escalões de 2 m.

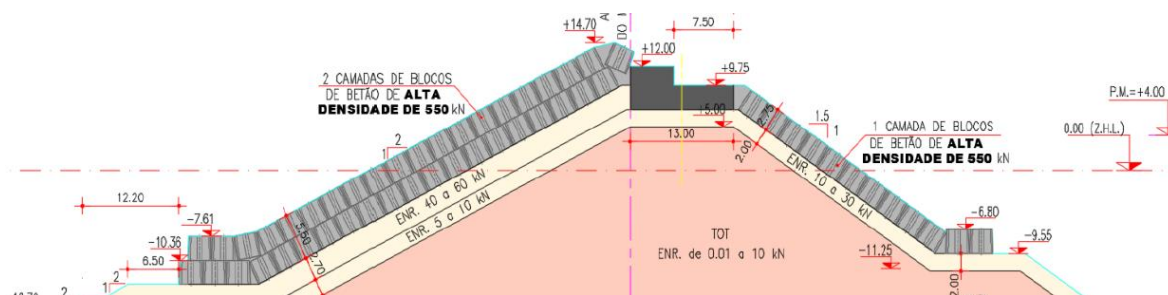


Figura 37 – Corte transversal do perfil ensaiado.

Os resultados obtidos nos ensaios (movimentos e quedas de blocos) permitiram concluir que a solução apresentada teria um comportamento estável, tendo-se verificado apenas um ligeiro escorregamento dos mantos, eventualmente devido ao peso dos blocos do pé de talude insuficiente.

Por outro lado, a primeira fiada do manto do extradorso, por falta de apoio apresentou algumas quedas no sentido do intradorso.

Tendo em conta os resultados obtidos, optou-se por aumentar o peso dos blocos no pé de talude do extradorso para 645 kN, bem como a altura do muro-cortina em cerca de 1 m.

4.3.3. Descrição da solução estrutural

O prolongamento do quebramar exterior caracteriza-se por um comprimento de 300 m no coroamento, desenvolvendo-se em planta segundo um alinhamento rodado 20° para Oeste face ao do quebramar exterior existente.

A solução estrutural projetada consiste num quebramar de taludes convencional, com núcleo composto por material rochoso recuperado da dragagem dos fundos da bacia oceânica, o qual será protegido por filtros de enrocamentos selecionados. Ambos os taludes são protegidos por mantos de proteção compostos por blocos artificiais de Antifer. O coroamento do molhe é constituído por uma superestrutura contínua em betão simples, a qual não inclui muro-cortina.

O topo do núcleo definido à cota +5,0 m (ZHL), com largura da plataforma de trabalho de 13 m. O talude exterior tem declive a 2:1 (H:V), enquanto o talude interior este é de 1,5:1 (H:V). No tronco do quebramar, o intradorso do núcleo inclui uma banqueta de 14,9 m à cota -12,1 m (ZHL), mantendo o mesmo declive até ao fundo.

Os filtros de enrocamentos selecionados sobrepostos aos taludes do núcleo mantêm os declives adotados nestes. No extradorso, são colocados dois filtros distintos, um interior em enrocamentos de gama 5 a 10 kN em camada tripla, com espessura de 2,2 m, ao qual se sobrepõe um segundo filtro em enrocamentos de gama 40 a 60 kN em camada dupla, com espessura de 2,6 m.

No intradorso do tronco, é colocado um filtro em enrocamentos de gama 20 a 40 kN, com espessura de 2,2 m, que inclui uma banquetta com 15 m de largura à cora -9,90 m (ZHL).

Segundo (Consulmar, 2019), relativamente ao coroamento do núcleo, os filtros em contacto direto com este quer pelo extradorso como pelo intradorso prolongam-se até sensivelmente ao eixo central do quebramar. No caso do extradorso, estes são igualmente prolongados sobre o fundo oceânico de modo a formar a fundação para o pé do talude do mando de proteção, formando:

- Um prisma contínuo com largura de cerca de 22,7 m e espessura mínima de 1,3 m, no caso do filtro de enrocamentos de gama 40-60 kN, com coroamento à cota -14,55 m (ZHL);
- Nos últimos 100 m do desenvolvimento longitudinal do tronco, também o prolongamento do filtro interior um prisma de enrocamentos de gama 5-10 kN de espessura variável, com um mínimo de uma camada de enrocamentos, com uma largura de cerca de 34,5 m.

O manto de protecção do extradorso do tronco é composto por blocos Antifer em betão simples C30/37, os quais são caracterizados pela utilização da mesma cofragem na pré-fabricação da totalidade dos blocos mas com características distintas em função da zona de colocação, segundo (Consulmar, 2019):

- “No talude e coroamento do manto, a proteção é assegurada pela colocação de blocos em camada dupla. O betão utilizado tem densidade $\gamma_{\text{betão}} = 27,2 \text{ kN/m}^3$, resultando em blocos com 680 kN;
- A espessura total do manto será de 5,8 m, com declive a 2:1 (H:V), estendendo-se entre as cotas -14,55 m (ZHL), no limite inferior do talude, e +13,85 m (ZHL), no coroamento do manto;
- No pé do talude, a solução de estabilização do mando no talude é assegurada pela colocação de blocos compostos por betão de alta densidade com $\gamma_{\text{betão}} = 32 \text{ kN/m}^3$, resultado em blocos com 800 kN;
- O pé de talude engloba a colocação de uma camada única com quatro blocos, sendo o mais interior colocado de forma oblíqua de modo a travar ambas as camadas do manto colocado no talude. Estes são colocados entre as cotas -14,55 m (ZHL) e os -11,65 m (ZHL);

-
- Estes blocos são travados pela colocação de um bloco adicional de 400 kN com configuração especial, consistindo em meio bloco Antifer de 800 kN, o qual se obtém através da betonagem da mesma cofragem com betão de alta densidade com $\gamma_{\text{betão}} = 32 \text{ kN/m}^3$ até uma altura de 1,45 m.”

Por fim, o travamento dos blocos Antifer no coroamento do manto será obtido através da colocação de enrocamentos da gama 90-120 kN entre os blocos e a superestrutura de betão.

O manto de proteção no intradorso do tronco é composto por uma camada única de blocos Antifer de 680 kN ($\gamma_{\text{betão}} = 27,2 \text{ kN/m}^3$), com uma espessura de 2,9 m e declive a 1,5:1 (H:V). O manto tem dispensa à cota -9,90 m (ZHL) e coroamento à cota +10,0 m (ZHL).

O prolongamento do quebramar é encimado por uma superestrutura em betão simples C30/37, com 13 m de largura, que funda sobre o sub-manto à cota +7.2 m (ZHL) e tem coroamento à cota +13 m (ZHL). Trata-se de uma estrutura contínua, a betonar *in situ* em blocos de 10 m de comprimento e com juntas de dilatação espaçadas 30 m entre si.

O perfil de rotação da cabeça do molhe mantém as características descritas para o extradorso do tronco, com a distinção assinalável da totalidade do manto ser composta por bloco Antiferes de 800 kN ($\gamma_{\text{betão}} = 32 \text{ kN/m}^3$), iguais aos colocados no pé do talude extradorso do tronco.

A transição do perfil de rotação da cabeça para o perfil do tronco do intradorso do molhe caracteriza-se pela transição progressiva numa extensão reta de 30 m longitudinal dos dois filtros de enrocamento colocados (gamas 5-10 kN e 40-60 kN) por um filtro único com as mesmas características do filtro do intradorso (gama 20-40kN), incluindo a transição da espessura total de 4,8 para 2,2 m.

4.4. Dimensionamento dos mantos resistentes

O dimensionamento dos mantos resistentes divide-se em três fases, sendo os quais o cálculo da onda de dimensionamento, o cálculo do peso dos elementos do manto resistente e ainda o cálculo da densidade de colocação dos blocos Antifer. Nos subcapítulos seguintes serão apresentados todos os procedimentos para cada fase do dimensionamento.

4.4.1. Onda de projeto

A escolha da altura de onda a considerar para o pré dimensionamento do manto resistente é auxiliada com a elaboração dos ensaios em modelo físico bidimensionais e tridimensionais, foi posteriormente possível medir qual é a onda na proximidade do pé de talude e confirmar a aqui estimada.

Existiram recomendações para se considerar $H_{1/10}$ em vez de $H_{1/3}$ no pé da estrutura, até a considerar a altura de onda estimada a vários comprimentos de onda de distância do pé da estrutura, entre outras. A ocorrência ou não de rebentação e do seu tipo (progressiva, mergulhante e de fundo), diretamente sobre o manto resistente implica também outro tipo de considerações.

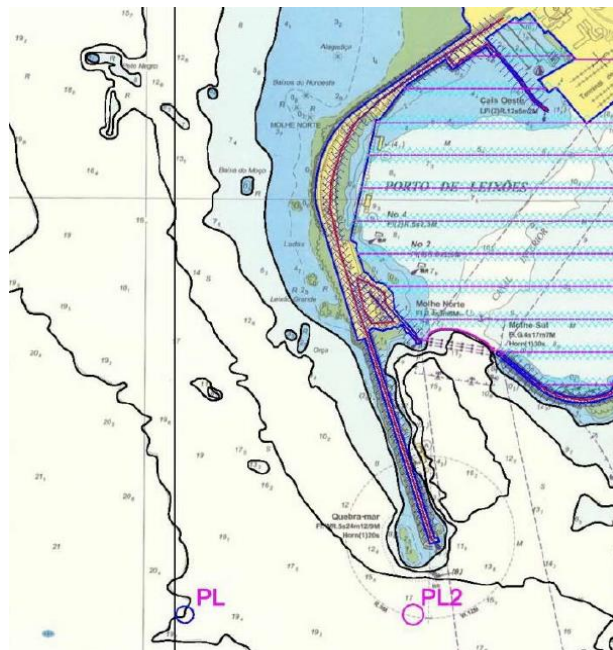


Figura 38 – Localização dos pontos PL e PL2.

Com base no estudo de agitação, estima-se que, na proximidade do pé do talude (PL2) (figura 38), para um período de retorno $T = 100$ anos, nível de maré médio e para o rumo oeste (que não sendo o mais frequente é de onde chegam alturas de onda maiores) a altura de onda seja da ordem dos $H_s = 8,6$ m.

Dada a importância da obra, considerou-se que o dimensionamento desta deverá ser realizado para um nível mais conservativo, pelo que o manto de proteção será dimensionado para $H_{1/10}$, dado pela seguinte equação:

$$(1) \quad H_{\frac{1}{10}} = 1.27 \times H_s$$

Para o presente caso obteve-se um $H_{1/10} = 10,9$ m, tendo sido considerada a onda de dimensionamento de 11 m.

A segunda abordagem foi estimar a altura de onda a uma distância compreendida entre 2 a 3 comprimentos de onda do pé da obra, ou seja, aproximadamente no PL.

Assim, com base no estudo de agitação apresentado anteriormente, estima-se que, para um período de retorno $T = 100$ anos, nível de maré correspondente à preia-mar, e para o rumo oeste, uma onda de dimensionamento de cerca de $H_s = 11$ m.

Se se tiver em conta os resultados das estimativas das alturas de onda apresentados anteriormente, para vários rumos e níveis de maré, nos pontos PL e PL2, a adoção da altura de onda de dimensionamento de 11 m, não correspondendo a uma opção pelo lado da segurança, corresponde a um valor plausível e defensável, tendo em conta que se trata de um pré dimensionamento de um manto que vai ser sujeito a ensaios em modelo reduzido, onde a altura da onda foi confirmada através da instalação de sondas colocadas a barlamar da estrutura do quebra-mar, tendo-se verificado que não atingiram valores superiores a 11 m.

4.4.2. Peso dos elementos do manto resistente

O dimensionamento do manto resistente foi efetuado em várias fases: inicialmente na fase de Estudo Prévio e posteriormente na fase de Projeto de Execução, quer após a realização dos ensaios bidimensionais, quer após a realização dos ensaios tridimensionais. O dimensionamento que a seguir se apresenta, contém já os ajustes efetuados ao coeficiente de estabilidade K_d e que resultaram dos ensaios tridimensionais. A descrição dos ensaios propriamente ditos efetua-se no capítulo seguinte.

Entre as diferentes fórmulas de cálculo existentes para pré-dimensionamento do peso dos elementos do manto de proteção, a mais utilizada nas últimas décadas tem sido a fórmula de Hudson, a equação é a seguinte:

$$(2) \quad W = \frac{w_r H^3}{K_d (S_r - 1)^3 \cotg \theta}$$

Em que:

W - Peso de um elemento do manto (kN)

W_r - peso volúmico do material dos cubos (kN/m³)

W_w - peso volúmico da água do mar (10,25 kN/m³)

K_d - coeficiente relativo ao tipo de elemento do manto e arrumação

$S_r = W_r / W_w$

Assumiu-se que o coeficiente K_d toma os valores 6,0 e 3,35, conforme se trate do tronco ou da cabeça do molhe, respetivamente (valores experimentais obtidos nos ensaios em modelo físico no LNEC).

Apresenta-se no quadro 8 as características dos blocos artificiais adotados.

Quadro 8 – Características do dimensionamento do manto resistente

Inclinação do talude	Tronco			Cabeça		
	Peso (kN)	Volume (m ³)	Densidade (kN/m ³)	Peso (kN)	Volume (m ³)	Densidade (kN/m ³)
1/2	680	25	27,2	800	25	32

4.4.3. Densidade de colocação dos blocos Antifer

A densidade de colocação dos blocos foi inicialmente calculada de acordo com a equação 3 do *Coastal Engineering Manual* (United States Army Corps of Engineers, 2011):

$$(3) \quad N_R = A n K_\Delta (1 - P) (W_r / W)^{2/3}$$

sendo:

N_R - número de cubos de betão a aplicar numa superfície de talude com área A

A - Superfície de talude de referência (considerou-se 100 m²)

n - Número de camadas de revestimento do manto

K_Δ - coeficiente que depende do tipo de elemento

P - Porosidade (%)

W_r - (peso específico do material dos cubos) (kN/m³)

W - Peso de um cubo (kN)

As densidades de colocação estimadas foram testadas nos ensaios bidimensionais e tridimensionais realizados no LNEC, sendo os valores finais influenciados pelos resultados obtidos. Nos casos em que a densidade de colocação é inferior à referida nos ensaios, tal ocorre em função do maior volume dos blocos definidos em projeto relativamente aos ensaiados, tendo-se procurado manter uma porosidade similar à ensaiada.

Assim, ter-se-á uma densidade de 17 un/100 m² no talude do tronco. Relativamente ao talude no intradorso do tronco, em função do manto ser composto por uma camada única de blocos Antifer

de 680 kN, prevê-se uma densidade de colocação de 8 un/100 m², com exceção da zona de transição com o remate da cabeça, onde serão colocados sem espaços entre as bases dos blocos.

Em função dos resultados dos ensaios tridimensionais em modelo físico, propõem-se a colocação de mais 1 bloco do que o proposto para a extensão exterior, estabelecendo-se uma densidade de 18 un/100 m².

Relativamente ao pé de talude do extradorso e da cabeça, prevê-se a colocação de blocos de 800 kN na totalidade do extradorso e na rotação da cabeça, acrescidos de um bloco com metade da altura dos restantes, mas composto por betão com as mesmas características. Sendo colocados numa única camada, e dada a importância para a estabilidade da solução, estes serão colocados sem espaços entre si. O pé de talude no intradorso do tronco será igualmente colocado sem espaços entre as bases dos blocos artificiais.

4.5. Ensaios tridimensionais em modelo físico

Com vista a avaliar o comportamento da estrutura, principalmente da cabeça, a efeitos tridimensionais, foram realizados ensaios em tanque na sequência dos ensaios bidimensionais já descritos. O modelo foi estabelecido à escala geométrica 1:63, segundo a lei de semelhança de Froude.

A primeira fase de ensaios englobou a realização de ensaios sobre três configurações, em que se foi evoluindo de uma 1.ª configuração, em que parte da estrutura não correspondia ao especificado por limitações operacionais, até à 3.ª configuração, onde eram tidos em conta em pleno os resultados dos ensaios bidimensionais, bem como alguns dos efeitos detetados nos primeiros testes.

Em função dos resultados observados e tendo em consideração as limitações operacionais, as 2.ª e 3.ª fase de desenvolvimento resultam de alterações apenas ao nível da solução de proteção do perfil de rotação da cabeça e da zona de transição no intradorso.

A descrição da estrutura ensaiada, com relevância para a análise de resultados, baseia-se no estabelecimento de 5 zonas de controlo – A a E – resultantes em parte da utilização de blocos Antifer com características diferentes nas primeiras fases de ensaios em diferentes extensões do tronco. Apresenta-se a definição destas na figura 39.

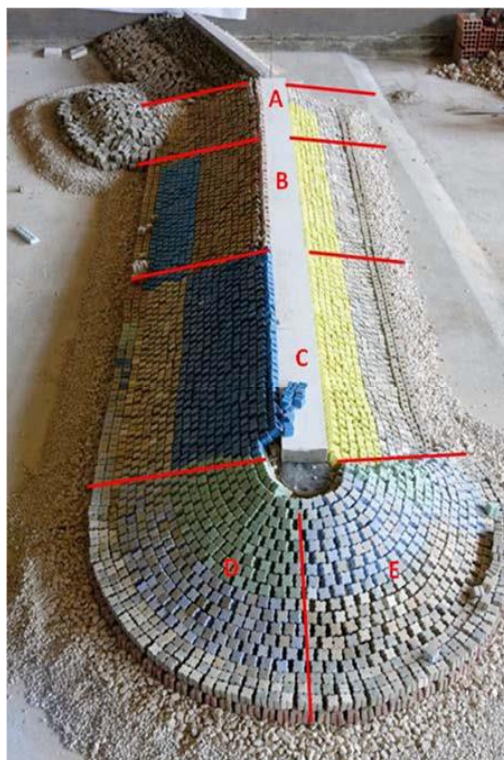


Figura 39 – Modelo tridimensional com as zonas de controlo definidas. (LNEC, 2018; in Consulmar, 2019)

No perfil do tronco o muro cortina passou a estar à cota +13,0 m (ZHL) e o pé do talude exterior passou a ser constituído por blocos de alta densidade (32 kN/m³) com 645 kN, sendo esta a configuração do tronco estabilizada durante a 3.^a configuração (1.^a fase de ensaios), cujo corte transversal se apresenta na figura 40.

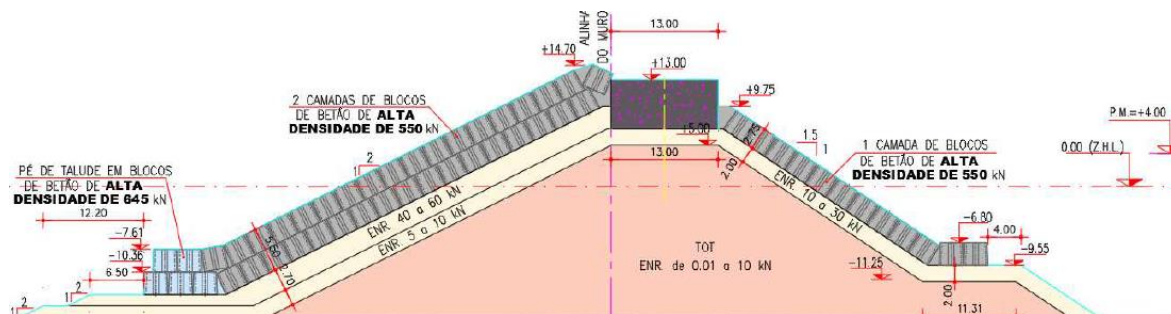


Figura 40 – Corte transversal do perfil do tronco ensaiado (Zonas A, B e C).

As alterações efetuadas passam a centrar-se na configuração da cabeça, admitindo-se manter a estrutura do tronco em razão do incremento da estabilidade observado, principalmente ao nível de quedas de blocos, e perante as limitações operacionais associadas aos prazos de execução dos ensaios.

Apesar disto, as alterações testadas nas configurações da cabeça pretendem igualmente testar soluções a aplicar no tronco do quebra-mar, particularmente no seu extradorso, admitindo-se que,

Apresentam-se nas figuras 41 e 42 os perfis representativos da hipótese final tanto no tronco ao PK= 0 + 200 como na rotação da cabeça ao PK= 260.



Os ensaios finais, realizados para a configuração considerada globalmente estável, foram realizados com as seguintes condições:

- Dois rumos de agitação: SO e O;
- Dois níveis de maré constante: +0,0 m (ZHL) e +4,0 m (ZHL);
- Dois períodos de pico (T_p) de 12 e 20 s;

- Alturas de onda crescentes entre 6 e 12 m ou ao limite da rebentação em escalões de 1 m (rumo O) e de 0,5 m (rumo SO).

4.5.1. *Análise de resultados*

À luz da evolução das configurações descrita no ponto anterior, e seguindo a mesma lógica que o relatório final elaborado pelo LNEC e contemplado em (Consulmar, 2019), este capítulo abordará o conjunto de ensaios relativos à 6.ª configuração, a qual foi considerada globalmente estável.

Nos quadros 9 e 10 são apresentados os critérios de classificação aplicados à análise de resultados ao nível da queda e de movimentos dos blocos artificiais que compõem o manto do quebra-mar.

Quadro 9 – Critério de classificação de quedas de blocos artificiais do manto resistente (LNEC, 2018) in (Consulmar, 2019)

Grau	Designação	Descrição
0	Inexistentes	Não existem quedas
1	Ligeiras	Removidos menos de 1% do número total de blocos
2	Pequenas	Removidos 1-2 % do número total de blocos
3	Moderadas	Removidos 2-3 % do número total de blocos ou falhas de 5-10 unidades na camada exterior
4	Muitas	Grandes falhas na camada exterior (superiores a 10 blocos) ou removidos 3-5 % do número total de blocos.
5	Sérias	A camada exterior foi removida numa grande área; falhas na camada interior; núcleo ou filtros do quebramar visíveis
6	Destruição	As duas camadas foram removidas numa grande área; núcleo do quebramar afetado.

Quadro 10 – Critério de classificação de movimentos de blocos artificiais do manto resistente.

Grau	Designação	Descrição	
0	Muito ligeiros	Têm movimentos 0-1 % do número de blocos da camada exterior	Não há movimentos de conjunto
1	Ligeiras	Têm movimentos 1-2 % do número de blocos da camada exterior	
2	Pequenos	Têm movimentos 2-3 % do número de blocos da camada exterior	
3	Moderados	Têm movimentos 3-5 % do número de bloco da cama exterior	
4	Muitos	Têm movimentos 5-15 % do número de blocos da camada exterior ou movimentos de conjunto de vários grupos de blocos	
5	Sérios	Têm movimentos 15-30 % do número de blocos da camada exterior ou movimentos de conjunto de vários grupos de blocos	
6	Muito sérios	Têm movimentos mais de 30% do número de blocos da camada exterior ou movimentos de conjunto de vários grupos de blocos	

Previamente à análise dos resultados dos ensaios, considera-se relevante destacar o seu contexto no âmbito dos seguintes aspetos: (Consulmar, 2019)

- “No contexto de uma solução de quebra-mar de taludes, admite-se que existirá sempre algum grau de flexibilidade da estrutura, o que se reflete na ocorrência de movimentos nos blocos que compõem o manto, pretendendo-se ainda assim que estes não sejam excessivos. Como tal, considera-se a ocorrência de quedas de blocos como o critério mais relevante para a verificação da estabilidade do quebra-mar;
- As alturas de onda testadas nos ensaios realizados, de acordo com o estudo da agitação, têm uma frequência inferior a 1% dos registos na boia oceânica, reduzindo-se a um valor de cerca de 0,1% do total no local. Acrescenta a isto, relativamente ao rumo SO, que este será representativo da ocorrência de agitação com uma frequência inferior a 5% do total das observações;
- Destaca-se igualmente que, conforme destacado no relatório final do LNEC, se testaram alturas superiores às ondas de projeto estimadas para os rumos O (11 m) e SO (8 m), devendo tomar-se em consideração que estas alturas de onda têm período de retorno $T =$

100 anos. A ocorrência de alturas significativas superiores a estes valores, embora não se descarte essa possibilidade, terá naturalmente uma probabilidade de ocorrência ainda inferior ao da onda de projeto;

- Como descrito anteriormente, em função das limitações operacionais associadas ao processo, a opção recaiu por estabilizar a solução testada no tronco e modificar a solução aplicada na cabeça.”

No entanto, os pesos referidos para os blocos artificiais testados são inferiores ou iguais aos adotados no projeto, prevendo-se assim um nível de estabilidade do manto no mínimo semelhante aos observados nos ensaios. No caso dos blocos de 550 kN, destaca-se igualmente a menor densidade do betão utilizado (26,5 kN/m³) face ao projetado (27,2 kN/m³).

Destacam-se as diferenças ao nível do perfil transversal do tronco (no projeto com 680 kN nos taludes e 800 kN no pé de talude no extradorso) e no perfil de rotação da cabeça (no projeto totalmente composta por blocos Antifer de 800 kN). O bloco de travamento no pé de talude equivale a metade dos restantes, tendo assim 400 kN.

Dos resultados obtidos considera-se relevante evidenciar os seguintes aspetos, segundo (Consulmar, 2019):

“Para o Rumo O:

- A inexistência de quedas de blocos no talude no extradorso do manto, incluindo o perfil de rotação da cabeça, para todos os ensaios com agitação deste rumo, de onde se estima provirem as ondas de maior altura que atingem o quebra-mar;
- O número de blocos que se movimentam no talude situa-se no escalão 5-15% do total (grau 4), para todos os ensaios com agitação do rumo O com $H_s > 8$ m, na grande maioria do quebra-mar, com um máximo de 11,8% para $H_s = 11$ m na zona D, e no escalão 3-5% (grau 3) para ensaios com H_s entre 6 e 8 m, consoante a zona do quebra-mar e o nível da maré;
- Relativamente ao pé de talude, foram observadas na zona de transição do perfil de rotação da cabeça com o perfil do tronco no intradorso percentagens máximas de quedas de blocos de 1,7% para agitação com nível de maré de 0,0 m (ZHL), $T_p = 20$ s e para $H_s > 10$ m. As quedas encontram-se associadas sobretudo aos ensaios em baixa-mar, aparentando ser sobretudo na camada de blocos Antifer superior;
- Observaram-se ainda no pé de talude do extradorso percentagens de quedas de 2,6% com $H_s = 11$ m (zona C), embora se considere menos relevante que o anterior em função do menor peso dos blocos (645 kN) quando comparado com o projetado (800 kN);

-
- No caso do intradorso do tronco, não se registaram quedas de blocos nem no talude nem no pé do talude;
 - Relativamente à observação de blocos movimentados no intradorso do tronco, que tem maior relevância na zona C, atingiram um valor máximo de 12% no ensaio com o nível de maré de 0,0 m (ZHL), $T_p = 20$ s para $H_s > 10,0$ m, encontrando-se os valores mais elevados nos escalões 3-5% (grau 3) para $T_p = 12$ s e 5-15% (grau 4) para $T_p = 20$ s.”

Tal como nos casos anteriores, deverá ser tido em conta o menor peso dos blocos testados (550 kN) quando comparado com o projetado (680 kN), admitindo-se um comportamento mais favorável. Deverá igualmente ser tido em conta que, em função da natureza galgável do quebra-mar, considera-se espectável pelo menos um grau moderado de movimentos nos blocos no intradorso, sendo importante realçar que, mesmo assim, não ocorreram quedas de blocos.

Os resultados obtidos para o rumo O indicam que a 6.ª configuração será globalmente estável relativamente a quedas de blocos, com os casos verificados mais relevantes a encontrarem-se no grau 2 da escala apresentada. Relativamente a movimentos, os valores máximos observados são inferiores a 15% do número de blocos, encontrando-se no grau 4.

Sendo este um dos rumos mais frequentes no local, com cerca de 42% do total, e que é aquele para o qual se estima maior altura significativa para $T = 100$ anos, em conjugação com o facto da solução projetada ser teoricamente mais estável que a configuração ensaiada, considera-se espectável que o comportamento efetivo seja pelo menos idêntico ao ensaiado, ou eventualmente mesmo melhor, para o cenário mais desfavorável.

Para o Rumo SO:

- Observou-se queda de blocos no talude do extradorso do quebra-mar, incluindo o perfil de rotação da cabeça. O máximo grau de quedas observado foi grau 3, no escalão 2-3% do número total de blocos caídos, classificado de moderado, registando-se com o nível de maré de +4,0 m (ZHL) associado a $T_p = 20$ s nos troços B e C, para $H_s > 9,5$ m.

Em função da altura de onda significativa superior à onda de projeto, a qual se estima ter uma menor probabilidade de ocorrência, e considerando que nas simulações restantes, com alturas a partir de $H_s = 6$ m e até $H_s = 8$ m, o número de quedas de blocos é inferior a 1% (grau 1), e o menor peso dos blocos artificiais testados relativamente ao projetado, presume-se que o comportamento efetivo do manto será mais favorável.

Destaca-se igualmente que, conforme assinalado no relatório do LNEC, “as quedas registadas corresponderam a movimentos superiores à dimensão do seu diâmetro nominal, não tendo

ocorrido remoção dos blocos do talude”, o que, associado ao maior peso dos blocos projetados, reforça a perspectiva de um comportamento efetivo mais favorável;

- Relativamente aos movimentos de blocos do manto no talude do extradorso, observou-se que são mais numerosos que para o rumo O, atingindo-se o grau 5 do critério de classificação (movimentação de 15-30% dos blocos) com valores de altura significativa inferiores ou iguais ao da onda de projeto ($H_s = 8$ m), destacando-se que ainda assim que a percentagem máxima observada não ultrapassa 25% do total neste escalão de alturas significativas.

Embora se registem valores ligeiramente superiores a 30% no troço B, que ocorrem em situação de baixa-mar e com $T_p = 20$ s, deverá ser tido em conta que tal ocorre para alturas superiores a $H_s = 9$ m, com uma probabilidade de ocorrência muito reduzida, e numa zona com blocos de peso inferior ao projetado.

Considera-se que, numa perspetiva destes resultados decorrerem de uma tempestade com período de retorno superior a $T = 100$ anos, o comportamento do quebra-mar seria razoável à luz da percentagem de queda de blocos associada ser inferior a 1%;

- Ainda no âmbito dos movimentos de blocos no talude, destaca-se igualmente que este escalão de valores (grau 5) só não é atingido na zona E, onde os blocos utilizados representam o mesmo peso que os definidos no projeto. Os valores máximos observados relativamente à zona E são inferiores a 15% (grau 4). Neste contexto, considera-se que estes valores serão representativos do comportamento da totalidade da cabeça do molhe.

Destaca-se igualmente que os valores máximos registados na zona D são pouco superiores a 15% para altura de onda superiores a $H_s = 8$ m. Considerando que os blocos nesta zona (645 kN) se aproximam do projetado para o tronco (680 kN), sendo uma aproximação conservativa dado o peso inferior dos blocos testados, e admitindo que a cabeça do molhe está sujeita a efeitos que não ocorrem no extradorso do tronco, será expectável que a percentagem máxima de movimentos no extradorso do tronco se encontre ainda no grau 4;

- No que respeita à observação de quedas de blocos ao nível do pé de talude do extradorso, incluindo a totalidade da cabeça, detectou-se que a zona mais frágil será a zona B, onde se atingem valores máximos de 28,1% dos blocos artificiais para $H_s = 10$ m, nível de maré de 0,0 m (ZHL) e $T_p = 20$ s, reduzindo-se a 7% para $H_s > 7,5$ m. No caso de praia-mar, verificou-se um máximo de 11,4% para $H_s = 10$ s, valor que se reduz a 2,7% com $H_s > 7,5$ m.

Tal como nos casos anteriores, os valores observados ocorrem com blocos de peso inferior ao projetado (800 kN) para esta zona, devendo-se igualmente ter em consideração a reduzida probabilidade de ocorrência de agitação com altura superior a $H_s = 8$ m e o facto da percentagem de quedas de blocos no talude associadas a estes cenários não se encontrar em escalões associados a danos severos.

Ainda assim, aparenta existir alguma fragilidade do pé de talude em certas extensões do quebra-mar, associada a agitação de rumos rodados a sul do O e com maior impacto com condições de maré baixa.

Assinala-se que não ocorrem quedas de blocos na zona E, onde foi colocada uma camada única de blocos Antifer de 800 kN, apoiados por um bloco especial de 140 kN (peso inferior ao projetado, que é 400 kN). Esta constatação é ainda mais relevante no contexto da necessidade de alteração desta zona ao longo de 6 configurações até se obter uma configuração considerada estável.

Como tal, considera-se que a aplicação deste tipo de configuração do pé de talude ao extradorso do tronco poderá contribuir para um maior grau de estabilidade deste, principalmente em condições de maré baixa;

- Relativamente ao intradorso do tronco, observou-se que não ocorreram quedas nem no talude nem no pé do talude. Tal é ainda mais relevante no contexto do peso dos blocos testados (550 kN) ser inferior ao projetado (680 kN).

No que respeita a movimentos de blocos no intradorso do tronco, os valores máximos observados encontram-se na ordem dos 3,3%, ocorrendo para agitação com altura significativa superior a $H_s = 8$ m, encontrando-se assim na fronteira inferior do grau 3 (moderado) num contexto de agitação com uma probabilidade de ocorrência reduzida e com blocos com peso inferior ao projetado.

Nos ensaios em modelo físico o controlo dos galgamentos foi efetuado através da medição da agitação na zona abrigada da estrutura. Pode haver galgamentos pois não existe um terminal ou operação portuária no seu interior, mas não podem ser demasiado expressivos a ponto de não existirem as necessárias condições de acalmia na zona abrigada da estrutura que permita o conveniente abrigo dos navios.

Os resultados obtidos indicam que a 6ª configuração, para o rumo SO, será suscetível a quedas ligeiras dos blocos na maioria dos troços do manto resistente, com a relevante exceção da zona E, bem como da zona de transição da cabeça para o tronco no intradorso. Estes correspondem a movimentos superiores à dimensão do seu diâmetro nominal, não tendo ocorrido remoção dos blocos do talude.

Assinala-se igualmente um nível de quedas moderado no talude nos troços B e C para $H_s > 9,5$ m e condições de PM, destacando-se que estes ocorrem com condições de agitação superiores à onda de projeto para este rumo e em ensaios com blocos de peso inferior ao projetado.

Relativamente ao pé de talude, observaram-se quedas em todos os troços do extradorso, com destaque para a zona B. Destaca-se no entanto o comportamento do pé de talude na zona E, onde não ocorrem quedas de blocos, assinalando-se que a solução testada nesta zona é a que mais se aproxima da solução projetada para o pé do talude em todo o extradorso do quebra-mar.

Relativamente aos movimentos dos blocos, embora se assinale um grau significativo de movimentos nas zonas B, C e D para agitação inferior ou igual à de projeto ($H_s = 8$ m), inclusivamente atingindo o grau 5 (movimentos sérios), considera-se relevante assinalar que o nível de quedas associado tem uma dimensão claramente menor e que será espectável um melhor comportamento da solução projetada em função do maior peso dos blocos relativamente aos utilizados nestas zonas.

Numa nota final, observa-se, relativamente aos galgamentos, que toda a obra é francamente galgada, em especial com os níveis de maré de +4,0 m a +4,5 m (ZHL) associados a $T_p = 20$ s. Os galgamentos foram, de um modo geral, mais intensos para a agitação proveniente do rumo O, registando-se inclusivamente a passagem de massas de água, o que se reflete nas percentagens de blocos movimentados.

Apesar disto, e como se pode compreender pela análise de resultados, o efeito dos galgamento sobre o intradorso não coloca em risco a estabilidade da obra, não se verificando quedas de blocos associadas a estes, sendo ainda mais relevante tendo em conta o grau de segurança adicionado pelo facto dos blocos utilizados terem menor peso que os projetados para esta extensão.

O setor mais penalizado pela ação do galgamento é a extensão interior da cabeça, a qual é coadjuvada pela ação do vórtice que se forma na zona, que está associado à difração em torno desta, o que obrigou à reformulação da configuração da transição até se obter a estabilidade.

(página propositadamente em branco)

Capítulo V

Influência da obra na orla costeira utilizando o COAST

5. Influência da obra na orla costeira utilizando o COAST

A projeção da evolução da linha de costa para diferentes cenários de intervenção, o pré-dimensionamento da intervenção quando o cenário contempla obras de defesa costeira e/ou estruturas portuárias e a avaliação de custos e benefícios da intervenção são as três ferramentas que compõem o COAST. Este *software* é utilizado tanto no estudo da erosão costeira como para auxiliar os responsáveis pela proteção costeira na escolha da solução mais vantajosa para cada caso específico.

No presente capítulo só estarão presentes o módulo de evolução da linha de costa e o módulo de análise custo benefício, visto que o dimensionamento da estrutura já foi referido no capítulo anterior.

5.1. Modelo de evolução da linha de costa – LTC (Long-Term Configuration)

A modelação numérica da evolução da posição da linha de costa é indispensável para prever e compreender a dinâmica dos sistemas costeiros, bem como para auxiliar uma possível tomada de decisão. São vários os modelos existentes e estes tendem a ser escolhidos consoante a natureza do problema e os objetivos do projeto.

A evolução da morfologia costeira resulta da interação de processos físicos complexos, que na maioria dos casos não podem ser matematicamente representados de forma exata. Os modelos mais usuais e simples de prever a evolução da posição da linha de costa são baseados na técnica de “uma linha”, que assume que o perfil de fundo se mantém constante, mas pode ser deslocado na direção perpendicular à costa, como resultado dos fenómenos de erosão ou acreção (Lima & Coelho, 2017).

O modelo Long-Term Configuration – LTC desenvolvido na Universidade de Aveiro por (Coelho, 2005), admite o estabelecimento de cenários naturais e antropogénicos, permitindo a sua avaliação a médio e longo prazo, podendo também ser utilizado como ferramenta complementar na análise de situações de vulnerabilidade e risco à ação do mar e na escolha de soluções de engenharia para controlo da erosão.

Este modelo é adequado para aplicação em praias arenosas onde o principal processo que controla a evolução da linha de costa é o transporte longitudinal de sedimentos. Este transporte depende das condições de agitação marítima, do nível da água do mar, da existência de fontes de

sedimentos, das características morfológicas e sedimentares da praia, das estruturas de defesa costeira existentes e das condições fronteira da área de estudo. Este modelo pode ser aplicado para a projeção da posição da linha de costa em horizontes temporais de médio a longo prazo (10,20 e 50 anos).

O modelo assume que cada onda atua individualmente durante um determinado período de tempo, o passo de tempo computacional, procedendo à sua transformação desde o largo até à rebentação. É estimado o transporte sólido longitudinal induzido para cada onda, fazendo-se assim um balanço sedimentar e avaliando qual o volume de sedimentos em erosão ou acreção.

5.1.1. Transformação da onda

As características de cada uma das ondas consideradas na simulação são conhecidas procedendo-se à sua transformação até à rebentação, considerando de forma simplificada os fenómenos de refração, difração (junto às estruturas costeiras) e empolamento (o LTC não tem em conta os efeitos da reflexão). O procedimento utilizado consiste na estimativa da profundidade para a qual ocorre a rebentação, e dos parâmetros caracterizadores das ondas na rebentação, altura de onda e direção de incidência de onda na rebentação, a partir dos parâmetros caracterizadores ao largo, altura de onda e rumo. De referir que o rumo traduz o ângulo definido entre a crista da onda e a linha de costa.

5.1.2. Transporte longitudinal de sedimentos

O modelo LTC inclui duas formulações para a estimativa da taxa de transporte longitudinal de sedimentos, contudo a fórmula utilizada foi a de CERC (1944) e traduz-se na equação 4:

$$(4) \quad Q = K \frac{\rho \sqrt{g/\gamma_b}}{16(\rho_s - \rho)(1-n)} H_{sb}^{5/2} \sin(2\theta_b)$$

Onde:

K: coeficiente empírico;

ρ : massa volúmica da água;

ρ_s : massa volúmica dos sedimentos;

G: aceleração da gravidade;

n : porosidade da areia;

γ_b : índice de profundidade de rebentação;

H_{sb} a altura de onda significativa na rebentação;
 θ_b o ângulo de incidência da onda na rebentação.

O utilizador do modelo pode escolher qualquer uma das equações disponíveis, para que a partir dos valores encontrados para as características da onda na rebentação, das propriedades da água e dos sedimentos e da topo-hidrografia, fazer uma estimativa da taxa potencial de transporte longitudinal, ao longo do sector costeiro modelado.

5.1.3. Balanço de massa e evolução do perfil transversal

No modelo LTC procede-se à variação uniforme das cotas dos pontos situados no perfil ativo, no entanto, procede-se também ao ajuste do perfil ativo com as zonas adjacentes, tendo em conta os seguintes aspetos: em situação de acreção, quando o talude de cálculo tem uma inclinação superior ao ângulo de atrito que caracteriza as areias, é considerado o deslizamento das areias para zonas mais profundas. Na zona emersa, a acumulação de sedimentos prolonga a praia na horizontal, ou com um declive definido pelo utilizador. Em situações de erosão, para evitar a escavação continuada na zona da largura ativa, o volume que aprofundaria o perfil é na prática subtraído da zona mais alta do mesmo. Nesta zona, caso existam taludes de cálculo com inclinação superior ao ângulo de atrito das areias, dá-se também o deslizamento, com conseqüente correção das formas do perfil. O número de células adjacentes onde é feito o ajuste do perfil vai depender do ângulo do talude de cálculo (o ajuste é feito até que este seja inferior ao ângulo de atrito, na zona imersa, ou, na zona emersa, até que a praia se prolongue na horizontal ou segundo um ângulo definido pelo utilizador).

Para uma melhor compreensão dos passos realizados no modelo, segue a figura 43 que é adaptada de Silva (2010) através de Lima (2018).

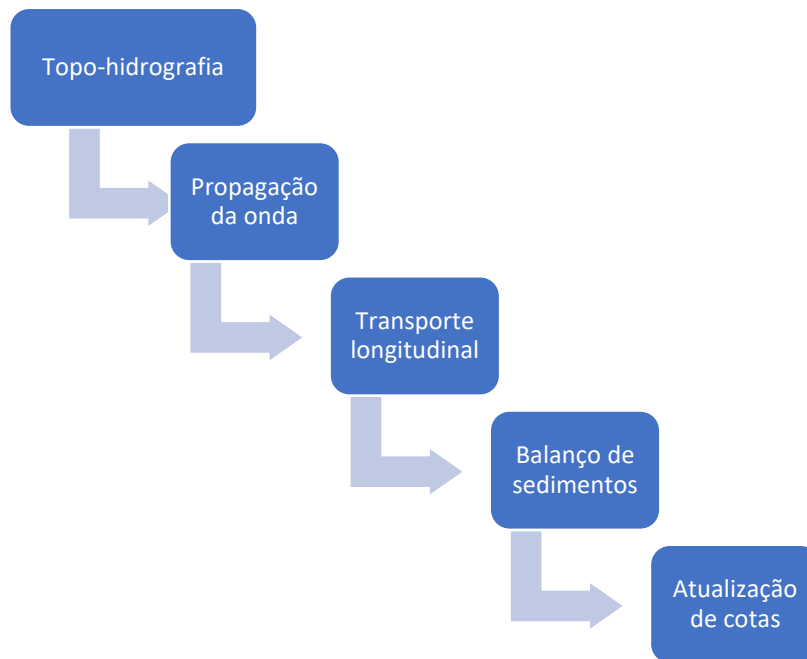


Figura 43 – Estrutura computacional do modelo LTC (adaptado de Silva, 2010: in Lima, 2018).

5.2. Aplicação do software LTC ao caso de estudo

Tendo em conta os elementos que constituem o *software* LTC o primeiro passo foi criar uma malha topo-hidrográfica na área em questão.

Antes partir para a utilização do software foi necessário recorrer à Carta Náutica Carta da Série Internacional – Portugal Continental Costa Oeste (cedida pela APLD) e sobrepor uma malha na área de estudo. A carta foi rodada em 56° para Este para que a zona de estudo ficasse o mais alinhada possível com a malha realizada.

A malha escolhida (figura 44) tem uma dimensão de 160 x 144 pontos, espaçados de 20 metro em ambas direções. Com o auxílio da carta acima referida e de alguns desenhos topo-hidrográficos foi possível definir uma topo-hidrografia da malha em questão (Anexo III), onde a cada ponto foi atribuído um valor.



Figura 44 - Malha utilizada para realizar o levantamento topo-hidrográfico da zona de estudo.

A referida malha foi realizada no *Excel* para que o ficheiro fosse utilizado posteriormente no software *LTC*.

Anterior à utilização do *LTC* foi também necessário criar um ficheiro “*wave.dat*” com os dados de ondas com os seguintes parâmetros: Altura de onda, período da onda e a direção de onda.

A APDL cedeu os dados de 2005 a 2018, os quais tiveram de sofrer uma alteração na direção de onda, visto que ao alterar a direção da carta Topo-hidrográfica também foi necessário adicionar os 56° a todos os dados de direção de onda.

5.2.1. Interface do software

Na figura 45 é possível verificar que o *software* tem diversos parâmetros que têm de ser preenchidos e ficheiros que têm de ser realizados à priori, de acordo com o que já foi referido no presente documento.

The image shows a software interface with two main sections: 'Grid Characteristics' and 'Sea Water Level'. The 'Grid Characteristics' section has a table with two columns, 'Direction X' and 'Direction Y', and three rows of input fields. The 'Sea Water Level' section has two rows of input fields.

	Direction X	Direction Y
Number of grid points:	160	144
Spacing between grid points:	20	20
SW Coordinates:	0	0

Mean sea water level - MSWL (m):	2	?
Sea Level Rise (m/year):	0	?

Figura 45 – Características da área de estudo.

Os tópicos do *LTC* dividem-se em:

- Área de Estudo;
- Ondas;
- Marés;
- Limites fronteira;
- Intervenções/estruturas;
- Referências dos valores de saída.

5.2.1.1. Área de estudo

No primeiro parâmetro do software procede-se à inserção do ficheiro topo-hidrográfico realizado anteriormente. É neste passo que se colocam os dados do espaçamento entre pontos da malha, o nível médio da água e um aumento anual do nível do mar. Devido à sensibilidade do software, é necessário realizar algumas suavizações na topo-hidrografia, para que este corra sem problemas. Tendo em conta os parâmetros referidos no anterior tópico, obteve-se a figura 46 no software ao inserir o ficheiro de coordenadas.

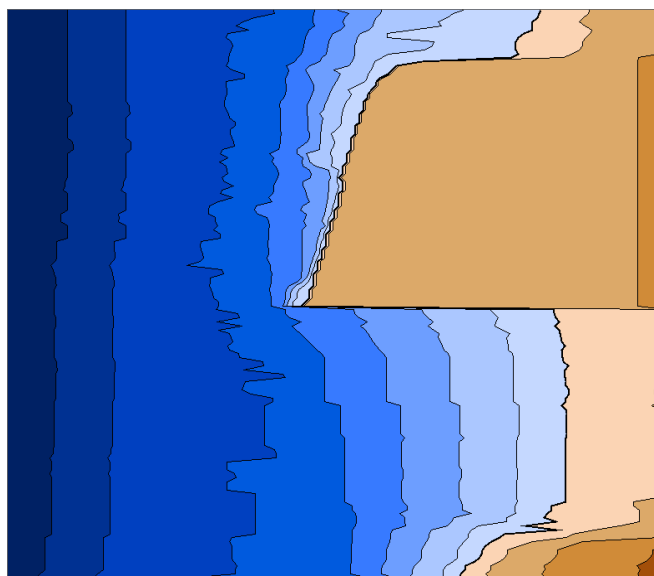


Figura 46 – Área de estudo no software LTC.

De referir que se admitiu o interior do Porto de Leixões como se tivesse a mesma altura que o quebramar exterior, daí na figura 46 se verificar uma mancha topográfica uniforme com a forma do próprio Porto de Leixões.

Como já anteriormente referido, o espaçamento escolhido para o caso de estudo foi de 20 m entre cada ponto e o ponto mais a Sudoeste tem as coordenadas de (0,0). Quanto ao nível médio do mar, admitiu-se o ZHL (Zero Hidrográfico de Leixões) que é + 2 m e admitiu-se que não existe subida do nível médio do mar.

5.2.1.2. Ondas e marés

Neste separador é onde se insere o documento “wave.dat” (Anexo IV) referido anteriormente que vai distribuir as ondas consoante a sua direção. Caso não exista um documento referência com o historial de ondas numa determinada zona, é também possível que se admita um valor fixo da onda que pode ser replicado no período de tempo pretendido.

Ao realizar o *upload* do ficheiro Excel no *software*, o mesmo concede uma rosa de rumos e um histograma de alturas de onda (figura 47).

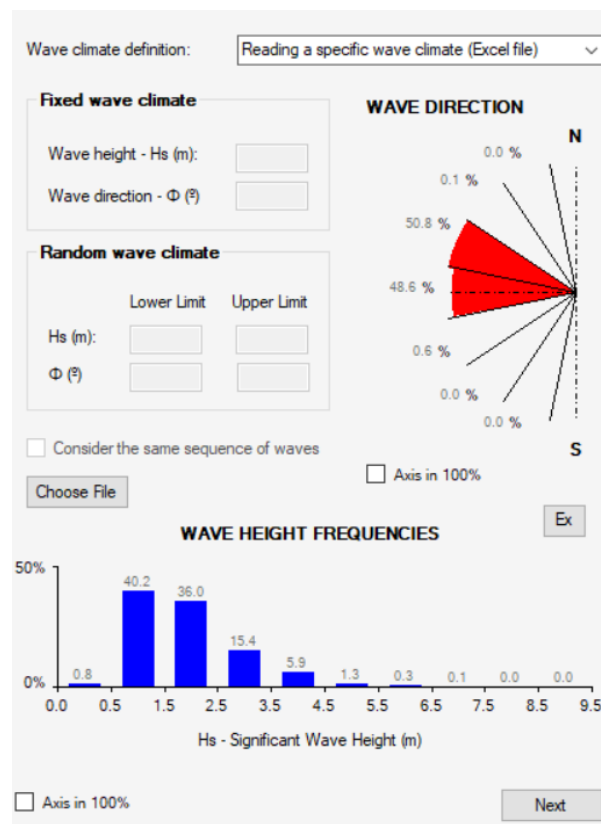


Figura 47 – Roseta de direções das ondas e gráfico de altura de onda.

Ao todo, foram inseridas 51113 (cinquenta e uma mil cento e treze) ondas, sendo que durante um dia foram registadas oito ondas espaçadas de três em três horas. No total estão expressas ondas que contabilizam um período de dezoito anos.

No que diz respeito às marés, fixamos o nível médio do mar anteriormente, contudo é necessário também fixar o nível do mar tendo em conta as alterações meteorológicas que podem incidir na zona de estudo. Admitiu-se um valor de zero para o último parâmetro, sendo que não é desejável que as condições meteorológicas alterem o nível médio do mar.

Esses *inputs* estão presentes na figura 48, retirada do *software*.

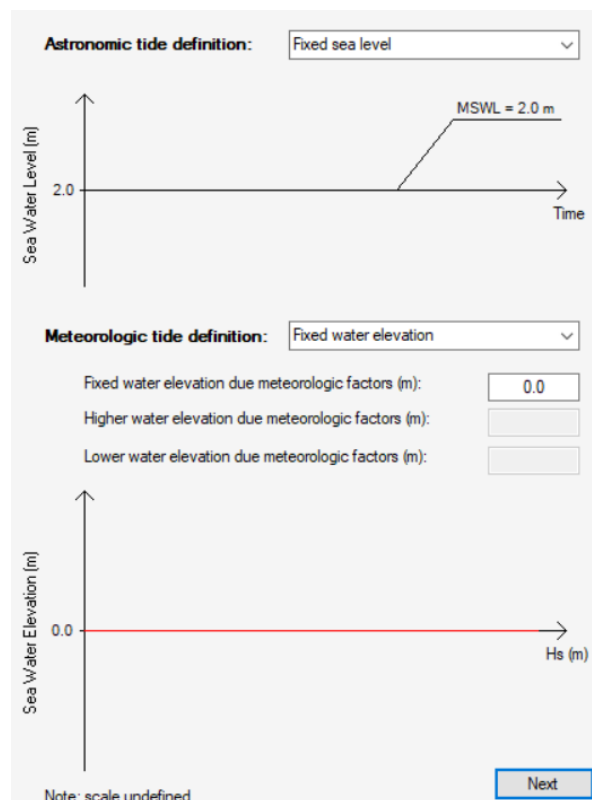


Figura 48 – Dados das marés inseridos no software.

5.2.1.3. Condições fronteira

As condições fronteiras são fundamentais para quando se trabalha numa área que é afetada por condições externas à zona de estudo, tal como uma quantidade significativa de sedimentos transportados ou até erosão e acreção nas fronteiras da zona de estudo.

Tendo como base área de estudo escolhida, é fácil de verificar que tanto a Norte como a Sul poderão existir algumas condições que afetem o transporte de sedimentos na área de estudo. A Norte do Porto de Leixões é conhecida a existência das praias de Leça da Palmeira e a Sul do Castelo do Queijo existem as praias da Foz do Douro e a própria foz do Rio Douro. Os possíveis transportes sedimentares dessas zonas foram ignorados e não contaram para a simulação. Na figura 49 são visíveis todas as opções relativas às condições fronteiras.

Northern Boundary

☒ Constant volume added/extracted in the border: ?

☐ Fixed erosion/accretion volume rate: ?

☐ Extrapolation of nearby conditions: ?

Southern Boundary

☒ Constant volume added/extracted in the border: ?

☐ Fixed erosion/accretion volume rate: ?

☐ Extrapolation of nearby conditions: ?

Figura 49 – Condições fronteira admitidas no caso de estudo.

5.2.1.4. Intervenções/Estruturas

Todas as obras existentes, sejam elas, transversais ou longitudinais são inseridas nesta fase do trabalho, bem como as alimentações artificiais e fontes aluvionares. Estes parâmetros são muito importantes para o estudo da influência que uma obra pode ter numa determinada zona de estudo.

De referir que os modelos LTC apenas permite introduzir obras paralelas ou perpendiculares à linha de costa, o que fez com que a modelação seja uma aproximação das obras existentes na realidade quando estas têm outras direções.

A zona do Porto de Leixões foi reproduzida, sendo uma “caixa” fechada e tendo em conta a limitação referida acima, foi necessário fazer alguns recortes na zona Oeste para que a caixa conseguisse acompanhar a orientação do quebramar original.

Também a zona do Castelo do Queijo, na parte inferior da área de estudo, foi reproduzida sendo uma “caixa”, desta forma daria uma maior estabilidade aos resultados obtidos e sendo que o transporte de sedimentos vindos de Sul não é significativo, foi a melhor forma de potenciar resultados aproximados à realidade.

5.2.4.1. Obras longitudinais

As obras longitudinais são aquelas que ficam paralelas à linha de costa e que vão delimitar as “caixas” previamente referidas. No quadro 11 estão apresentados os dados de todas as obras longitudinais.

Quadro 11 - Características das obras longitudinais.

Posição do primeiro perfil (Sul)	Posição do último perfil (Norte)	Posição da obra no perfil (XX)	Cota da obra relativamente ao ZHL
2	13	108	30
69	80	73	30
80	90	77	30
90	105	81	30
105	130	84	30

O valor da cota de obra foi admitido de trinta metros, para que o software não admitisse galgamentos.

5.2.1.4.2. Obras transversais

As obras transversais são as obras perpendiculares à linha de costa e que vão completar as ditas “caixas” que isolam tanto o Porto de Leixões como o Castelo do Queijo.

No quadro 12 é possível verificar as características das obras transversais realizadas na área de estudo.

Quadro 12 - Características das obras transversais.

Posição da obra no perfil (YY)	Posição do início da obra (XX)	Posição do fim da obra (XX)	Tipo de impacto	Cota da obra relativamente ao ZHL
2	108	143	0	30
13	108	143	0	30
69	73	143	0	30
80	73	77	0	30
90	77	81	0	30
105	81	84	0	30
130	84	143	0	30

Nesta tabela estão expressas todas as características das obras transversais realizadas para que a área de estudo se aproxime o máximo da realidade.

A estas estruturas, serão posteriormente acrescentados os possíveis prolongamentos do quebramar em capítulos seguintes.

5.2.1.4.3. Alimentação artificial

As alimentações artificiais são práticas comuns da APDL, onde se compromete a repor o nível de sedimentos na linha de costa.

De acordo com os ficheiros cedidos pela APDL, no período de estudo foram realizadas alimentações artificiais que perfizeram um volume total de 1 827 225m³. Estes valores foram distribuídos segundo o quadro 13.

Quadro 13 - Volumes da alimentação artificial e o seu posicionamento.

Volume total (m ³)	Tempo de início	Tempo final	Coordenada XX no ponto mais SW	Coordenada YY no ponto mais SW	Coordenada XX no ponto mais NE	Coordenada YY no ponto mais NE
487 260	11 681	17 520	80	17	127	32
487 260	23 361	29 200	80	17	127	32
487 260	35 041	40 880	80	17	127	32
365 445	43 801	49 640	80	17	127	32

Os valores inseridos na segunda e terceira coluna são *time steps* em que cada *time step* corresponde a uma determinada onda. De referir que a primeira alimentação aconteceu entre o ano quatro e o ano seis, a segunda alimentação foi entre o ano oito e o ano dez, a terceira alimentação decorre entre o décimo segundo ano e o décimo quarto, sendo que a última alimentação decorreu entre décimo quinto e o décimo sétimo ano.

Na figura 50 é possível verificar todas as estruturas anteriormente referidas bem como a zona onde são efetuadas as alimentações artificiais, estando representadas na zona rasurada.

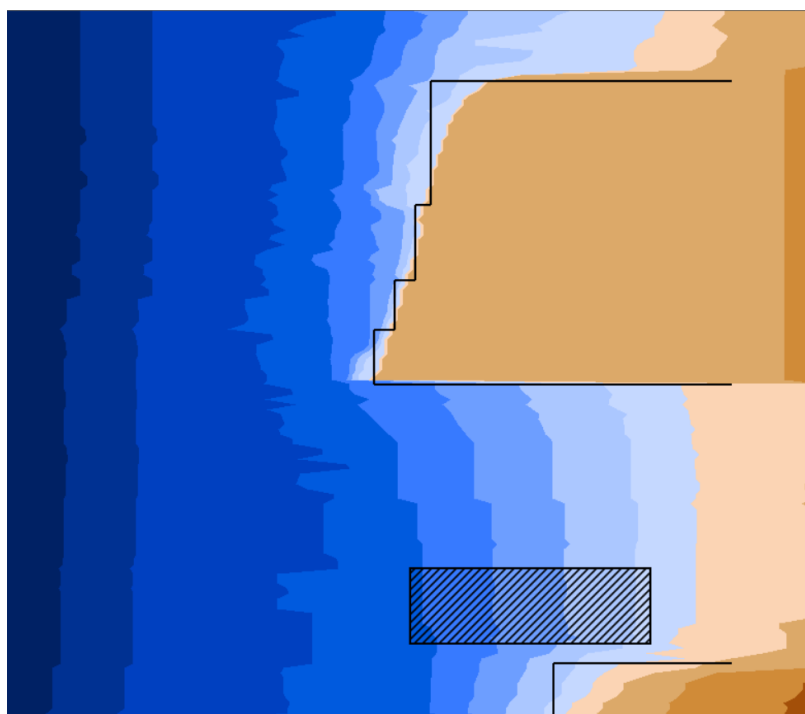


Figura 50 – Área de estudo com todas as intervenções.

5.2.1.5. Referências dos valores de saída

É nesta última fase que são inseridos os valores de referência de saída, tais como as horas de regime de onda, o número de cálculos totais, tempo entre cada saída da linha de costa e tempo entre cada saída de batimetria.

A partir da figura 51 é possível verificar todas as definições de *outputs*.

Outputs Definition

Number of hours with the same wave regime:	3	?
Number of calculations:	51113	?
Time space between shorelines:	2920	?
Time space between bathymetry:	500	?
Space between crossshore profiles represented:	20	?
First cross profile to be represented graphicly:	51113	?

Figura 51 – Outputs inseridos no software LTC.

Para além dos *outputs* também é nesta fase do processo que se escolhem os parâmetros ideais para o resultado que esperamos. Na figura 52 são visíveis os parâmetros que o software tem já pré-definidos, os quais foram utilizados no estudo realizado.

Closure Depth Method:	Hallemeier (function of Hs).	Edit
Runup Method:	Ruggiero (function of Hs).	Edit
Potencial Volume Calculation:	CERC	Edit
Diffraction Method:	Coelho.	Edit

Figura 52 – Lista de parâmetros existentes no software LTC.

Da figura 52, é possível verificar que a profundidade de fecho foi calculada a partir da formulação de Hallemeier (1981), o espraio de onda foi determinado pela formulação de Ruggiero (2001), o transporte longitudinal de sedimentos foi estimado a partir da formulação de CERC (1984) e o método de difração foi o de Coelho (2005) através de Lima & Coelho (2017).

5.3. Cenários de estudo

O cenário base é replicar a zona de estudo apenas com a ondulação e com o transporte de sedimentos. Ou seja, parte-se do princípio de só existem as obras anteriormente referidas, sem alimentação artificial. Corre-se o *software* apenas tendo em conta o número de ondas, a profundidade de fecho e o fator de transporte sedimentar. No quadro 14 é possível observar as condições base para os cenários de estudo.

Quadro 14 - Condições base para todos os cenários de estudo.

Número de ondas	Profundidade de fecho (m)	Fator de transporte sedimentar (K)
51 113	20	0.00014

Os cenários de estudo são *updates* em termos de alimentação e o prolongamento do quebramar.

O prolongamento vai ser executado em quatro fases:

- 80m;
- 160m;
- 240m;
- 300m.

O software apresenta limitações no que diz respeito à implementação de novas obras, pois não é possível que o prolongamento da obra seja paralelo nem oblíquo em relação à linha de costa. Esse tipo de obras funcionaria como uma obra longitudinal aderente e a posição da linha de costa seria fixa, não sendo possível calcular a erosão e acreção em toda a extensão da praia real.

Para que seja possível existir o estudo do transporte de sedimentos e para que haja um meio de comparação, todos os prolongamentos serão feitos perpendicularmente à linha de costa com a sua extensão a ser realizada para o lado do oceano.

Nos cenários de estudo uma das vertentes também será a alimentação artificial, tanto nos 1 827 225 m³ como na metade desse valor.

Após todos os *outputs* estarem definidos, efetua-se a simulação dos cenários. Os ficheiros que permitem a visualização da erosão ou acreção em toda a extensão da praia, são gerados em Autocad (Anexo V). Na figura 53 é a representação de um dos ficheiros *Autocad*.

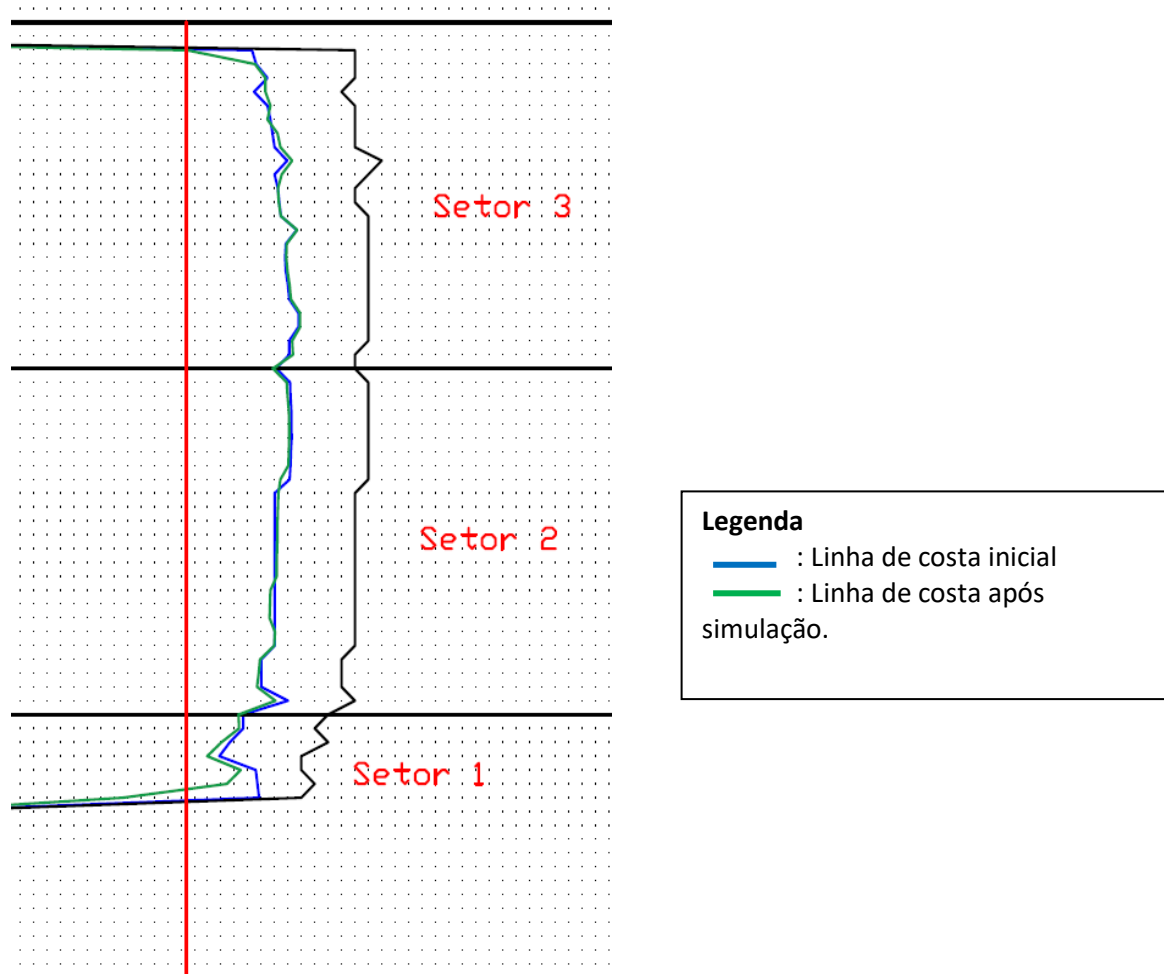


Figura 53 – Ficheiro autocad após corrida de software.

Este capítulo tem como objetivo analisar os locais onde o prolongamento das obras fará diferença, tanto a nível de erosão como a nível de acreção. Para isso a zona de estudo foi dividida em três setores, para que se consiga a comparação entre os vários cenários e os diferentes setores.

A análise é realizada tendo em conta os 51 113 *time steps* (18 anos) onde a variação, como já foi referido no presente documento, será na extensão do prolongamento e na alimentação artificial. No quadro que se segue estão representados os avanços e recuos do cenário base, em que não se efetuou qualquer tipo de intervenção. A corrida é realizada apenas e só tendo em conta a topografia inicial e o clima de agitação.

No quadro 15 é possível ficar a conhecer os valores de acreção e erosão em cada um dos setores, tendo em conta que estes dados se referem ao cenário base. O cenário base é o cenário mais simples dos testados, visto que apenas tem em conta o passar dos 18 anos nas condições atuais.

Quadro 15 - Tabela de acreção e erosão no cenário base.

18 anos	Acreção	Erosão	Diferencial
Sector 1	3 874,23m ²	0,00m ²	3 874,23m ²
Sector 2	1 880,69m ²	530,59m ²	1 350,10m ²
Sector 3	1 196,62m ²	1 528,82m ²	-332,20m ²
Total	6 951,54m ²	2 059,41m ²	4 892,13m ²

No quadro 16 vão estar presentes todas as variantes possíveis e a acreção e erosão em cada um dos casos.

Quadro 16 - Tabela resumo da acreção e erosão no caso de estudo.

	Extensão da obra	S/ alimentação	Com alimentação total	Metade da alimentação
Setor 1	80m	1 421,26m ²	3 038,44m ²	3 173,29m ²
	160m	1 427,85m ²	3 155,45m ²	3 173,29m ²
	240m	1 421,26m ²	3 038,45m ²	3 173,28m ²
	300m	1 420,96m ²	3 158,63m ²	3 173,09m ²
Setor 2	80m	1 174,57m ²	1 572,50m ²	1 542,62m ²
	160m	1 192,09m ²	1 607,00m ²	1 552,52m ²
	240m	1 188,87m ²	1 585,40m ²	1 552,52m ²
	300m	1 154,56m ²	1 541,14m ²	1 498,80m ²
Setor 3	80m	739,22m ²	724,85m ²	773,10m ²
	160m	719,62m ²	703,74m ²	777,13m ²
	240m	738,42m ²	726,44m ²	726,66m ²
	300m	-1 181,49m ²	-1 178,07m ²	-1 395,53m ²

Consultando o quadro acima, conclui-se que o setor 1 é onde existirá uma maior acreção. E o setor 3 é onde deve acontecer uma menor acreção e até uma erosão ao contrário do expectável, quando a extensão de obra é de 300m.

O expectável seria que o setor 3 fosse o local de uma maior fixação do areal, contudo não é esse o resultado da simulação. É possível observar que se nota um impacto significativo entre a obra de 240 e 300m, passando dos 700m² de acreção para os 1000m² de erosão.

De referir que no Anexo VI se encontram todos os dados intermédios necessários para completar o quadro anterior.

5.4. Custo-benefício

Neste tópico será analisado o custo-benefício do prolongamento de 300 m do quebramar exterior. Para isso ser possível é necessário comparar a acreção e erosão, após dezoito anos de corrida sem qualquer tipo de estrutura, e a acreção e erosão, após dezoito anos de corrida com a obra de 300m realizada.

5.4.1. Inserção de dados

Ao obter os ficheiros de acreção e erosão, através do LTC, é possível realizar um balanço em cada ponto da linha de costa.

Todo este processo da análise custo-benefício foi realizado no Excel, onde é mais fácil colocar todos os valores obtidos e daí realizar os cálculos necessários para o fim que se pretende.

A análise custo-benefício resulta da comparação entre o cenário simples, ou seja, um cenário que não contempla obras e um outro cenário onde é contemplado o prolongamento do quebramar e a alimentação artificial.

Primeiramente deve-se inserir os valores topo-hidrográficos, aproveitando para isso o ficheiro anteriormente utilizado no LTC.

Os ficheiros de acreção e erosão têm as saídas de valores consoante o requerido. Para a análise custo-benefício do caso de estudo o escolhido foram os dados durante cada ano, ou seja, cada um dos cento e quarenta e quatro pontos (eixo Y no ficheiro coordenadas) terá correspondido um valor para cada um dos dezoito anos.

Nos quadros 17 e 18, pode-se ver um excerto das tabelas de acreção e erosão respectivamente, sendo a primeira coluna referente ao eixo do Y da malha topo-hidrográfica, e a segunda linha referente aos *timesteps* correspondentes aos anos referidos na linha superior.

Quadro 17 – Excerto da tabela de acreção em milhares de m².

	1 ano	2 anos	3 anos	4 anos	5 anos	6 anos	7 anos	8 anos
	2920	5840	8760	11680	14600	17520	20440	23360
144	1092,54	1091,27	1086,32	1084,84	1083,28	1081,15	1077,89	1074,11
143	1,21	2,20	2,95	3,72	4,54	5,21	5,88	6,56
142	0,24	0,47	0,65	0,95	1,31	1,64	1,96	2,37
141	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,15
140	0,33	0,59	0,72	0,98	1,28	1,46	1,64	1,85
139	0,51	0,98	1,27	1,78	2,26	2,62	2,90	3,10
138	0,22	0,44	0,58	0,84	1,10	1,37	1,57	1,69
137	0,00	0,00	0,00	0,01	0,03	0,06	0,08	0,10
136	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02
135	0,07	0,13	0,16	0,22	0,28	0,30	0,30	0,30
134	0,08	0,12	0,14	0,19	0,21	0,20	0,19	0,15
133	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
132	363,28	1686,12	1684,76	1703,08	1715,93	1754,40	1776,00	1779,48
131	419,38	1795,17	1828,43	1877,91	1918,38	1982,28	2027,53	2050,04
130	261,70	315,60	352,31	384,74	413,63	439,59	460,29	476,37

O quadro 18 é em tudo semelhante ao quadro anterior tendo a diferença que os valores presentes na tabela são referentes à erosão.

Quadro 18 – Excerto da tabela de erosão em milhares de m²

	1 ano	2 anos	3 anos	4 anos	5 anos	6 anos	7 anos	8 anos
	2920	5840	8760	11680	14600	17520	20440	23360
144	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
143	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
142	0,20	0,23	0,19	0,14	0,08	0,03	0,01	0,00
141	0,39	0,52	0,55	0,53	0,39	0,25	0,10	0,00
140	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
139	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
138	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
137	0,13	0,24	0,26	0,31	0,34	0,34	0,34	0,33
136	0,10	0,19	0,22	0,28	0,33	0,38	0,42	0,42
135	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
134	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
133	1,11	2,20	3,22	4,35	5,76	6,66	7,68	9,00
132	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04
131	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
130	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Com os dois ficheiros anteriores é possível fazer um balanço para se tenha o conhecimento se ao fim de um determinado tempo existe num determinado local uma acreção ou erosão. Sendo fundamental para estudar, neste caso, o ganho ou perda de areal. O balanço é obtido através da soma dos valores equivalentes.

O procedimento para a o cenário com obra e alimentação artificial é exatamente igual ao anteriormente descrito, o que leva a que se tenha todos os dados necessários para começar a atribuir valores ao areal ganhou ou perdido.

5.4.2. Benefícios positivos e negativos

Neste tópico vai-se proceder à precificação do terreno abrangido pelo caso de estudo, ou seja, caso com o haja acreção numa certa zona esse aumento traduz-se em valorização, no caso de existir erosão numa zona há uma desvalorização.

Para se chegar ao benefício positivo e negativo é necessário precificar o m², onde se assumiu um valor de 20 €/m².

Comparando o balanço do prolongamento do quebramar e alimentação artificial com o balanço do caso de estudo base é possível verificar a existência de acreção ou erosão e chegam-se a valores dos benefícios positivos e negativos.

Através da equação 5, é possível chegar aos custos totais por ano, tendo em conta a taxa de desconto.

$$(5) \quad \frac{VC_i}{(1+r)^{ano}}$$

Onde:

VC_i : Custos Totais/ano;

r : taxa de desconto;

A taxa de desconto assumida para os cálculos foi de 3 %.

Também os benefícios totais/ano sofreram uma taxa de desconto, o qual se apresenta no quadro 21.

As colunas de ΣVAC (soma dos custos) e ΣVAB (soma dos benefícios) são cumulativas, e são conseguidas através das somas do ano anterior e dos custos totais/ano ou benefícios totais/ano do respetivo ano.

O VAL (equação 6), sendo respetivo à valorização, calcula-se através da soma de ΣVAC e ΣVAB . O último valor apresentado na respetiva coluna é correspondente aos 18 anos.

$$(6) \quad VAL_t = \sum_{i=0}^t VAB_i - \sum_{i=0}^t VAC_i = \sum_{i=0}^t \frac{VB_i}{(1+r)^i} - \sum_{i=0}^t \frac{VC_i}{(1+r)^i}$$

A última coluna refere-se ao RBC, designado de taxa de retorno é obtido através da equação 7.

$$(7) \quad RBC_t = \sum_{i=0}^t VAB_i / \sum_{i=0}^t VAC_i = \sum_{i=0}^t \frac{VB_i}{(1+r)^i} / \sum_{i=0}^t \frac{VC_i}{(1+r)^i}$$

Como era previsível, a obra em questão irá ter um valor negativo e um retorno mínimo no que diz respeito ao ganho de área na linha costeira. Contudo, o objetivo da obra não seria ter retorno através do impacto na linha de costa, mas sim pelas melhorias que causará à operacionalidade do Porto de Leixões.

No anexo VII, encontrara-se o ficheiro *Excel* do custo-benefício onde nos títulos das diversas folhas “BD” significa base de dados e “NC” refere-se à nova corrida.

No quadro 19, são visíveis os benefícios positivos e negativos em cada ano

Quadro 19 – Benefícios positivos e negativos em 18 anos.

Tempo (anos)	Totais positivos (€)	Totais negativos (€)
1 ano	732,32 €	3 401,51 €
2 anos	1 451,29 €	7 373,75 €
3 anos	270 710,45 €	10 254,44 €
4 anos	543 796,31 €	14 046,75 €
5 anos	547 375,05 €	19 770,85 €
6 anos	566 883,74 €	27 877,10 €
7 anos	571 750 €	34 790,19 €
8 anos	575 101,46 €	40 530,98 €
9 anos	589 195,07 €	48 557,79 €
10 anos	600 044,95 €	57 492,82 €
11 anos	618 012,92 €	65 584,50 €
12 anos	631 146,09 €	71 541,31 €
13 anos	645 582,06 €	77 948,68 €
14 anos	658 604,17 €	88 604 €
15 anos	662 060,64 €	92 550,98 €
16 anos	777 866,87 €	83 732,69 €
17 anos	938 767,46 €	87 338,35 €
18 anos	942 822,27 €	90 218,51 €

Como é possível verificar pelo quadro 19, existem mais benefícios positivos do que negativos no que diz respeito à erosão e acreção.

5.4.3. Custos

Tendo em conta que a obra do prolongamento do quebramar do Porto de Leixões está avaliada em sessenta e oito milhões de Euros (68M €) e assumindo manutenções do tronco de quatro em quatro anos no valor de dois milhões e duzentos mil Euros (2,2M€) obtém-se um custo total, num período de 18 anos, de setenta e quatro milhões e seiscentos mil de Euros (78,6M €).

Para além do quebramar é contabilizado também o custo das alimentações artificiais, que perfazem um valor de aproximadamente cinco milhões e quinhentos mil Euros (5,5M €). Os valores referidos acima estão expressos no quadro 20.

Quadro 20 - Custo da extensão de 300m com alimentação artificial.

Ano	Custo Quebramar	Custo OLA	Custo AA	Outros Custos
0	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
1	68 000 000,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
2	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
3	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
4	0,00 €	0,00 €	1 461 780,00 €	0,00 €
5	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
6	2 200 000,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
7	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
8	0,00 €	0,00 €	1 461 780,00 €	0,00 €
9	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
10	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
11	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
12	2 200 000,00 €	0,00 €	1 461 780,00 €	0,00 €
13	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
14	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
15	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
16	0,00 €	0,00 €	1 096 335,00 €	0,00 €
17	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
18	2 200 000,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €
	74 600 000,00 €	0,00 €	5 481 675,00 €	0,00 €

No quadro 21 estão presentes os custos totais por cada ano e os benefícios totais.

Quadro 21 - Tabela custo-benefício do prolongamento de 300m com alimentação artificial.

Ano	Benefícios Positivos	Benefícios Negativos	Custos Totais/ano VC_i	Benefícios Totais/ano VB_i	$\frac{VC_i}{(1+r)^{ano}}$	$\frac{VB_i}{(1+r)^{ano}}$	ΣVAC	ΣVAB	VAL	RBC
0	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00 €	0,00
1	732,32 €	3 401,51 €	68 000 000,00 €	-2 669,19 €	66 019 417,48 €	-2 591,45 €	66 019 417,48 €	-2 591,45 €	-66 022 008,92 €	0,00
2	1 451,29 €	7 373,75 €	0,00 €	-5 922,46 €	0,00 €	-5 582,49 €	66 019 417,48 €	-8 173,93 €	-66 027 591,41 €	0,00
3	270 710,45 €	10 254,44 €	0,00 €	260 456,01 €	0,00 €	238 354,14 €	66 019 417,48 €	230 180,21 €	-65 789 237,27 €	0,00
4	543 796,31 €	14 046,75 €	1 461 780,00 €	529 749,56 €	1 298 772,60 €	470 675,62 €	67 318 190,07 €	700 855,83 €	-66 617 334,24 €	0,01
5	547 375,05 €	19 770,85 €	0,00 €	527 604,20 €	0,00 €	455 116,02 €	67 318 190,07 €	1 155 971,85 €	-66 162 218,22 €	0,02
6	566 883,74 €	27 877,10 €	2 200 000,00 €	539 006,64 €	1 842 465,36 €	451 409,58 €	69 160 655,44 €	1 607 381,42 €	-67 553 274,01 €	0,02
7	571 750,00 €	34 790,19 €	0,00 €	536 959,81 €	0,00 €	436 597,47 €	69 160 655,44 €	2 043 978,89 €	-67 116 676,55 €	0,03
8	575 101,46 €	40 530,98 €	1 461 780,00 €	534 570,48 €	1 153 942,63 €	421 994,88 €	70 314 598,07 €	2 465 973,77 €	-67 848 624,30 €	0,04
9	586 195,07 €	48 557,79 €	0,00 €	537 637,28 €	0,00 €	412 054,21 €	70 314 598,07 €	2 878 027,97 €	-67 436 570,09 €	0,04
10	600 044,95 €	57 492,82 €	0,00 €	542 552,12 €	0,00 €	403 709,73 €	70 314 598,07 €	3 281 737,71 €	-67 032 860,36 €	0,05
11	618 012,92 €	65 584,50 €	0,00 €	552 428,42 €	0,00 €	399 086,04 €	70 314 598,07 €	3 680 823,75 €	-66 633 774,32 €	0,05
12	631 146,09 €	71 541,31 €	3 661 780,00 €	559 604,79 €	2 568 298,82 €	392 495,54 €	72 882 896,89 €	4 073 319,29 €	-68 809 577,60 €	0,06
13	645 582,06 €	77 948,68 €	0,00 €	567 633,37 €	0,00 €	386 530,71 €	72 882 896,89 €	4 459 850,00 €	-68 423 046,89 €	0,06
14	658 604,17 €	88 604,00 €	0,00 €	570 000,17 €	0,00 €	376 837,26 €	72 882 896,89 €	4 836 687,26 €	-68 046 209,63 €	0,07
15	662 060,64 €	92 550,98 €	0,00 €	569 509,67 €	0,00 €	365 546,58 €	72 882 896,89 €	5 202 233,84 €	-67 680 663,04 €	0,07
16	777 866,87 €	83 732,69 €	1 096 335,00 €	694 134,18 €	683 199,73 €	432 561,47 €	73 566 096,61 €	5 634 795,31 €	-67 931 301,30 €	0,08
17	938 767,46 €	87 338,35 €	0,00 €	851 429,10 €	0,00 €	515 128,61 €	73 566 096,61 €	6 149 923,92 €	-67 416 172,69 €	0,08
18	942 822,27 €	90 218,51 €	2 200 000,00 €	852 603,76 €	1 292 268,14 €	500 814,85 €	74 858 364,75 €	6 650 738,77 €	-68 207 625,97 €	0,09

5.5. Análise crítica aos resultados

Neste tópico serão analisados e discutidos alguns dos pressupostos de utilização do *software*.

Começa-se por referir que o modelo de evolução da posição da linha de costa ignora a dinâmica do transporte sedimentar no interior do Porto de Leixões, assumindo-se que o interior do Porto de Leixões se situa à cota das infraestruturas portuárias envolventes. Devido à sensibilidade do *software* foi necessário suavizar a topo-hidrografia para evitar “transições bruscas”, nomeadamente na presença de afloramentos rochosos, para que não ocorressem instabilidades no modelo. Para representar convenientemente as taxas de recuo da posição da linha de costa foi adotado um valor baixo para o coeficiente K, da fórmula de CERC. A zona acidentada do Castelo do Queijo, onde existem alguns afloramentos rochosos, foi representada no modelo LTC através de uma estrutura perpendicular à linha de costa, evitando a variação da posição de linha de costa nesta zona e assumindo-se como uma área de acreção, ao contrário do que é na realidade.

Tendo em conta os pressupostos e limitações do modelo numérico, a opção tomada foi o prolongamento do quebramar para Oeste e assim sendo não haveria nenhuma “zona sombra” na principal área de estudo, a praia. Como já referido, foram simulados diferentes comprimentos para o prolongamento do quebramar, para que fosse possível analisar a progressão tanto da acreção como da erosão para os diferentes cenários.

Dos 12 cenários de estudo criados 11 deles foram coerentes com o esperado, sendo que apenas no cenário do prolongamento de 300 m o resultado apresentado ficou aquém do esperado. Os valores assumiram erosão na zona mais a Norte, que é a zona que se espera que tenha maior retenção de sedimentos, tendo em conta que a praia vai sofrer uma rotação anti-horária. A estabilização da praia vai ser conseguida através da modelação do areal (e dragagens se necessário) na zona mais a norte e recolocação desses sedimentos na zona mais a sul, tal como já ocorre no presente, sendo que é expectável que tais volumes a transportar venham a aumentar. De realçar que a praia de Matosinhos/Internacional constitui uma “célula sedimentar”, onde os sedimentos aqui retidos têm dificuldades em retornar ao trânsito litoral.

No que diz respeito ao custo-benefício, os valores são o esperado visto que se trata de uma obra bastante cara e que não trará um retorno direto, ou seja, a obra em si não valorizará a componente da praia a sotamar (não foram avaliados os efeitos no desempenho portuário).

É no primeiro ano onde se fixam os maiores custos, sendo que é contabilizado o valor total da obra. Nos anos posteriores são realizadas manutenções e alimentações artificiais que vão conferir um aumento de custos totais no final dos 18 anos.

No que diz respeito ao valor do território de praia foi assumido um valor de 20 €/m², valor resultante de comparações com trabalhos anteriormente realizados usando o COAST. Os valores obtidos na parcela dos benefícios derivam da acreção e erosão obtida nos processos anteriormente realizados.

Como seria de esperar numa grande obra, os custos totais superam em larga escala os benefícios, o que leva a perceber que o prolongamento do quebramar exterior de Leixões não trará retorno financeiro na vertente da praia de Matosinhos tal como os resultados apresentados confirmam. Estes focam-se apenas na influência do quebramar na linha de costa e não no desempenho portuário.

Comparando os resultados com os do LNEC em (LNEC, 2017) pode-se concluir que na maioria dos cenários de estudo foram alcançados os resultados esperados e que algumas discrepâncias se devem a alguns pressupostos e limitações do software.

Capítulo VI

Conclusões

6. Conclusões

O mundo sofre mudanças todos os dias, a maior parte são realizadas com vista a um maior rendimento e consequentemente uma maior valorização. A indústria da navegação e particularmente dos navios porta-contentores também está em constante evolução e as embarcações têm cada vez mais capacidade de transporte o que leva a que sejam cada vez maiores. Para se manter ativo nas principais rotas comerciais o Porto de Leixões vai ter de se adaptar aos novos tempos e às novas tipologias de navios, sendo para isso necessário renovar os portos comerciais.

O prolongamento do quebramar “exterior” é uma das obras inseridas na estratégia de modernização do Porto de Leixões que vai permitir receber navios maiores e sendo assim gerar benefícios para o País. Atualmente o Porto de Leixões representa 6% do PIB e prevê-se que em 2026 represente 7,6% do PIB Nacional, só possível com a modernização das infraestruturas do Porto de Leixões.

Esta obra gerou discórdia na comunidade, onde muitos defendem que a obra prejudicará os desportos aquáticos, bem como a disposição da praia tal qual é conhecida. Para minimizar ao máximo os impactes foram admitidas várias hipóteses no dimensionamento da obra, bem como nas próprias operações, que estão planeadas para perturbar o mínimo possível. Com o prolongamento do quebramar algumas direcções de onda apresentarão menor altura, principalmente na zona norte, contudo essa situação também irá promover um melhor e mais seguro aproveitamento balnear da praia.

No que diz respeito ao processo de dimensionamento da obra, as diversas hipóteses foram ensaiadas tanto em modelos 2D, como em 3D. À medida que estes ensaios eram realizados, a hipótese final ganhava mais consistência, sendo adaptada para que a agitação marítima simulada fizesse o mínimo de perturbações à estrutura. A hipótese escolhida é aquela que dá garantias tanto a nível de segurança e navegabilidade no acesso ao Porto de Leixões e confere a segurança na praia com todas as condições para a prática balnear e de desportos de ondas.

Com a utilização do software LTC foi possível estimar, mesmo com alguma simplificação da realidade, o cenário evolutivo no que se refere à distribuição dos sedimentos na praia de Matosinhos/Internacional. Foram simuladas várias hipóteses que diferiam no comprimento da estrutura. Apesar da tendência coerente com o que era expectável, foram identificadas algumas diferenças que estarão relacionadas com as limitações do software na replicação da configuração da estrutura.

Quanto ao estudo do custo-benefício o resultado era o que se esperava, tendo em conta que apenas se estudou a influência na linha de costa. A progressão e a regressão da linha de costa não teriam impacto económico positivo e não permitiriam o retorno do investimento. Contudo esse retorno será conseguido através do maior movimento de cargas que a obra possibilita ao permitir receber navios de 4ª geração com comprimento máximo até 300 m.

Em suma, a realização desta obra é fundamental para manter o Porto de Leixões no mapa comercial, sendo que é o prolongamento do quebramar que vai permitir a reconversão do terminal multiusos que culminará num aumento da capacidade de receber mais carga contentorizada e Ro-Ro.

Tendo em vista trabalhos futuros, poderão ser utilizados outros softwares, com o mesmo fim do COAST para estabelecer um termo comparativo e realizar mais simulações para diferentes cenários, bem como possíveis melhoramentos nos modelos numéricos.

Recomenda-se um estudo socioeconómico na zona abrangente da obra, que permita caracterizar com maior rigor o valor dos terrenos criando condições para uma análise custo benefício mais correta. Era interessante ainda avaliar o desempenho portuário, para verificar o quão lucrativa é esta obra.

Para que fosse possível a validação futura dos resultados dos modelos numéricos utilizados, é recomendável a monitorização durante a fase de construção e de exploração só assim se poderão calibrar e validar os resultados apresentados.

(página propositadamente em branco)

Capítulo VIII

Referências Bibliográficas

Referências Bibliográficas

- Afonso M.J., Chaminé H.I., Carvalho J.M., Marques J.M., Gomes A., Araújo M.A., Fonseca P.E., Teixeira J., Marques da Silva M.A. & Rocha F., 2007. Urban groundwater resources: a case study of Porto City in north-west Portugal. In: Howard K.W.F. (Ed.), *Urban Groundwater: Meeting the Challenge. Selected Papers on Hydrogeology*, IAH Special Publications. Taylor & Francis CRC Press, SP8:278-294.
- Afonso M.J., Chaminé H.I., Gomes A., Teixeira J., Araújo M.A., Fonseca P.E., Carvalho J.M., Marques J.M., Marques da Silva M.A. & Rocha F., 2004. Cartografia geológica e geomorfológica estrutural da área metropolitana do Porto: implicações na gestão dos recursos hídricos subterrâneos. *Xeográfica: Revista de Xeografía, Territorio e Medio Ambiente*, 4: 101-115.
- APA – Agência Portuguesa do Ambiente, 2018. Prolongamento do quebramar exterior do Porto de Leixões (projeto de execução). Parecer da comissão de avaliação. APA, 135 p.
- APDL– Agência Portuguesa do Ambiente, 2019. Dragagens no Porto de Leixões. 2 p.
- Araújo M.A., Gomes A.A., Chaminé H.I., Fonseca P.E., Gama Pereira L.C. & Pinto de Jesus A., 2003. Geomorfologia e geologia regional do sector de Porto–Espinho (W de Portugal): implicações morfoestruturais na cobertura sedimentar cenozóica. *Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe*, 28: 79-105.
- Cabral J. & Ribeiro A., 1988. Carta Neotectónica de Portugal Continental, escala 1: 1.000.000. Direcção Geral de Geologia e Minas, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Carvalho J.M., Chaminé H.I. & Plasencia N., 2003. Caracterização dos recursos hídricos subterrâneos do maciço cristalino do Norte de Portugal: implicações para o desenvolvimento regional. In: Portugal Ferreira M. (Coord.), *A Geologia de Engenharia e os Recursos Geológicos: recursos geológicos e formação. Volume de Homenagem ao Prof. Doutor Cotelos Neiva*, Imprensa da Universidade, Série Investigação, Coimbra, 2: 245-264.
- Chaminé H.I., Gama Pereira L.C., Fonseca P.E., Noronha F. & Lemos de Sousa M.J., 2003. Tectonoestratigrafia da faixa de cisalhamento de Porto–Albergaria-a-Velha–Coimbra–Tomar, entre as Zonas Centro-Ibérica e de Ossa-Morena (Maciço Ibérico, W de Portugal). *Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe*, 28: 37-78.
- Coelho C. & Pereira C., 2013. Mapas de risco das zonas costeiras por efeito da ação energética do mar. *Revista de Gestão Costeira Integrada*, 13:27-43.
- Coelho C., 2005. Riscos de exposição de frentes urbanas para diferentes intervenções de defesa costeira. Universidade de Aveiro. 404 p. (Tese de Doutoramento).
- Consulmar, 2019. Empreitada do prolongamento do quebramar exterior e das acessibilidades marítimas do Porto de Leixões. Volume 3 – Projeto de execução do prolongamento do quebramar exterior. 99 p.
- Fortunato A., Freire P., Oliveira F., Azevedo A. & Pinheiro L., 2017. Impacte do prolongamento do quebramar norte do Porto de Leixões na dinâmica sedimentar. In: *Actas das 9ª Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária*, 14 p.
- IHRH – Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, 2013. Projeto de criação de um novo terminal para contentores no Porto de Leixões. Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, FEUP, 362 p.
- Lima M. & Coelho C., 2017. O modelo de evolução da linha de costa LTC: Pressupostos, evolução, validação e aplicação. *Revista de Gestão Costeira Integrada*, 17:5-17.
- Lima M., 2018. Ferramenta numérica de análise do impacto de intervenções de defesa costeira na evolução da linha de costa: custos e benefícios. Universidade de Aveiro. 294 p. (Tese de Doutoramento)

-
- LNEC, 2017. Estudos em modelo físico e numérico do prolongamento do quebramar exterior e das acessibilidades marítimas do Porto de Leixões. Estudo III – Avaliação dos impactes na dinâmica sedimentar. 30 p. (Relatório complementar).
- Lopes H.G., 2005. Ensaio em modelo físico do comportamento hidráulico e estrutural do quebramar norte do Porto de Leixões. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 226 p. (Tese de Mestrado)
- Nemus, 2018. Estudo de impacto ambiental das acessibilidades marítimas do Porto de Leixões. Volume I – Relatório. 544 p.
- Pedrosa M.Y. 1999. Notícia Explicativa da Carta Hidrogeológica de Portugal, escala 1:200 000, Folha 1, Instituto Geológico e Mineiro, Lisboa.
- Pereira D.I., Pereira P.J.S., Santos L.J.C. & Silva J.M.F., 2014. Unidades geomorfológicas de Portugal Continental. Revista Brasileira de Geomorfologia, 15:567-584.
- Pereira E., 1992. Notícia Explicativa da Carta Geológica de Portugal, escala 1/200.000, Folha 1. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Pinto A., 1737. História da prodigiosa imagem de christo crucificado. Lisboa Ocidental. 610 p.
- Ribeiro A., Munhá J., Dias R., Mateus A., Pereira E., Ribeiro L., Fonseca P.E., Araújo A., Oliveira J.T., Romão J., Chaminé H.I., Coke C. & Pedro J., 2007. Geodynamic evolution of the SW Europe Variscides. Tectonics, 26:TC6009.
- United States Army Corps of Engineers, 2011. Coastal Engineering Manual – Part VI. United States Army Corps of Engineers. 771 p.

Sites da Internet

- WSC – World Shipping Council, 2018. Top 50 World Container Ports. in <http://www.worldshipping.org> (consultado em 25 de junho de 2020).
- APDL – Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, S.A. A História - APDL. in <https://www.apdl.pt/historia> (consultado em 6 de outubro 2020).

(página propositadamente em branco)

Anexos

Índice de Anexos

Anexo I – Carta Geológica de Portugal, Folha 1, à escala 1:75 000	115
Anexo II – Soluções para prolongamento (IHRH, 2013)	117
Anexo III – Excel da Topo-Hidrografia	129
Anexo IV – Excel do historial de ondas.....	131
Anexo V – Ficheiros em PDF provenientes do LTC.....	133
Anexo VI – Excel dos volumes de acreção e erosão.....	135
Anexo VII – Excel Custo-Benefício	137

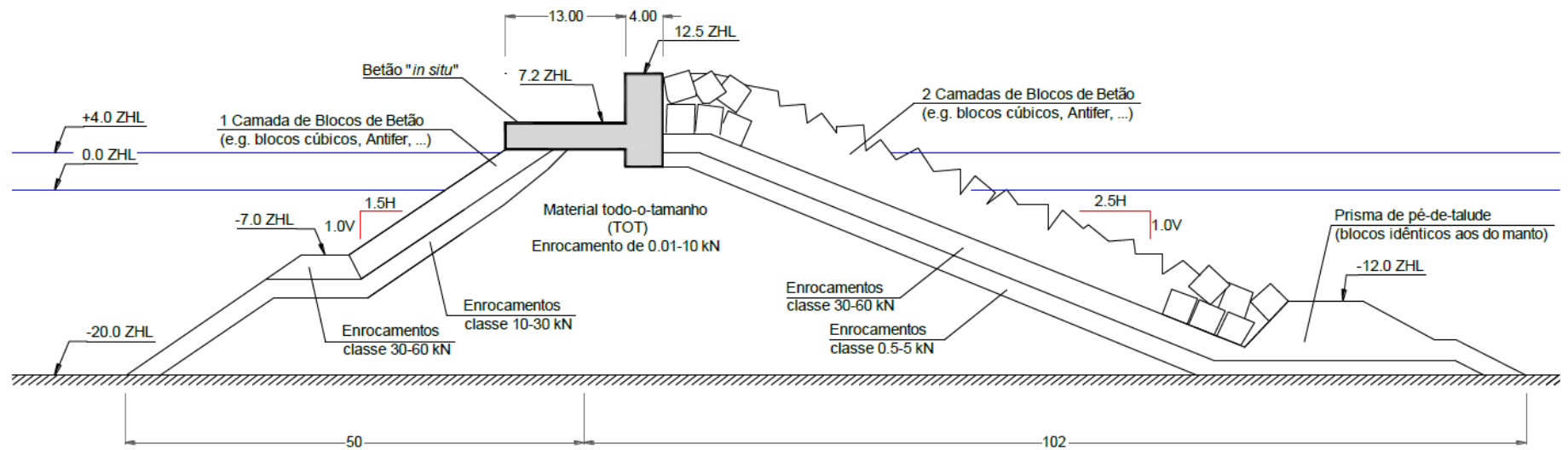
Anexo I – Carta Geológica de Portugal, Folha 1, à escala 1:75 000
(em suporte digital)

(página propositadamente em branco)

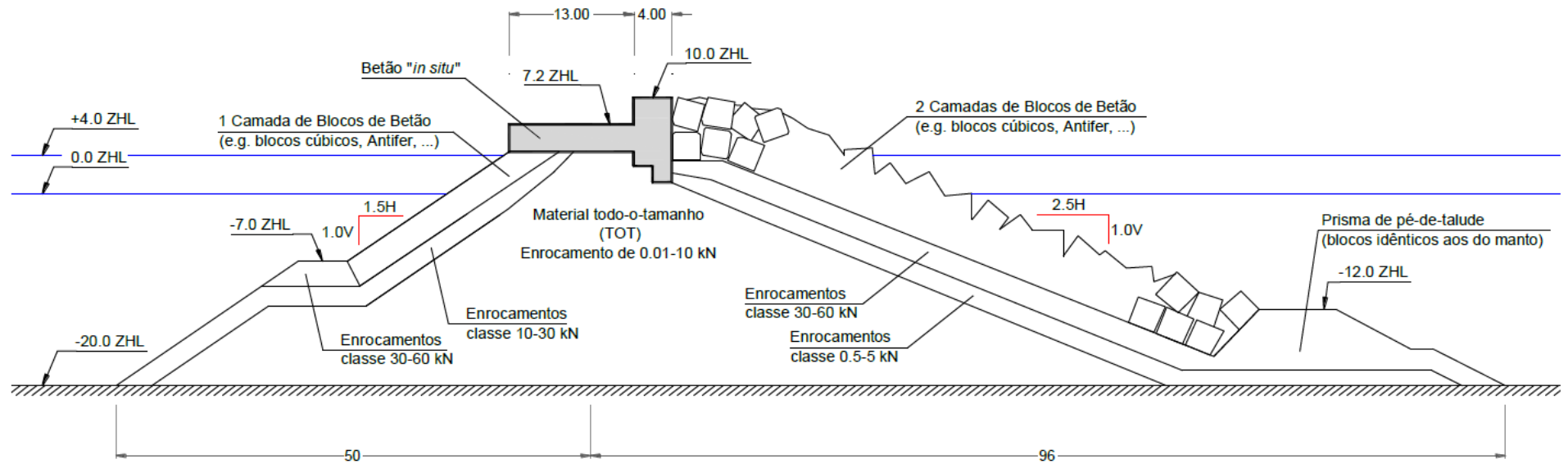
Anexo II – Soluções para prolongamento (IHRH, 2013)

(em suporte digital)

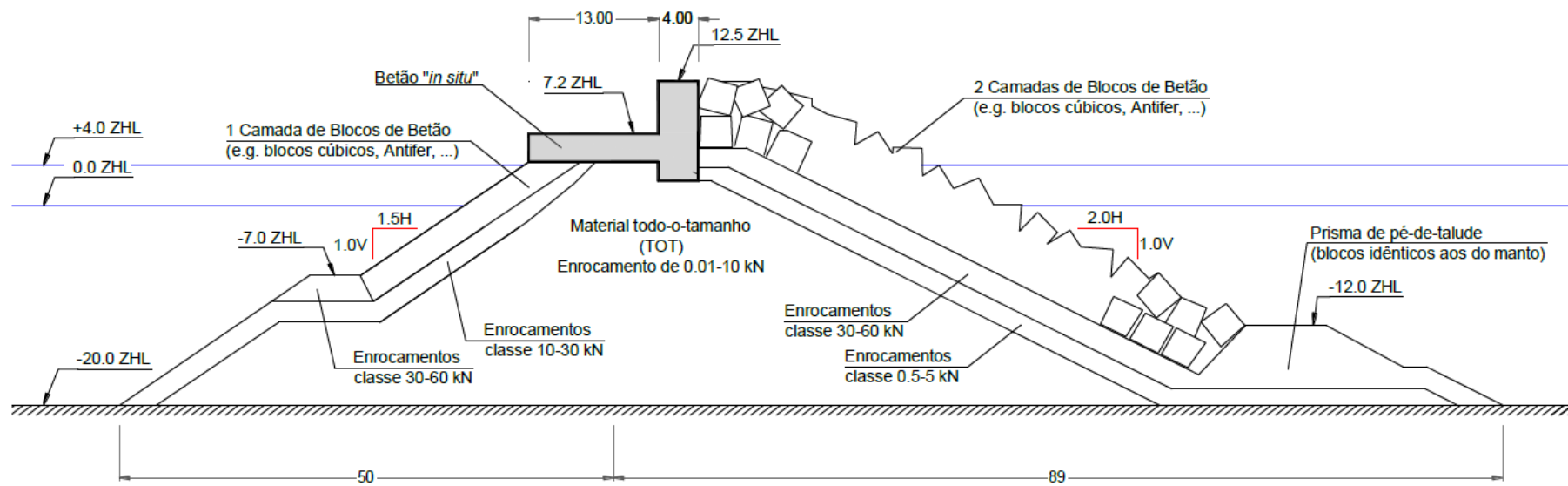
Hipótese A.1



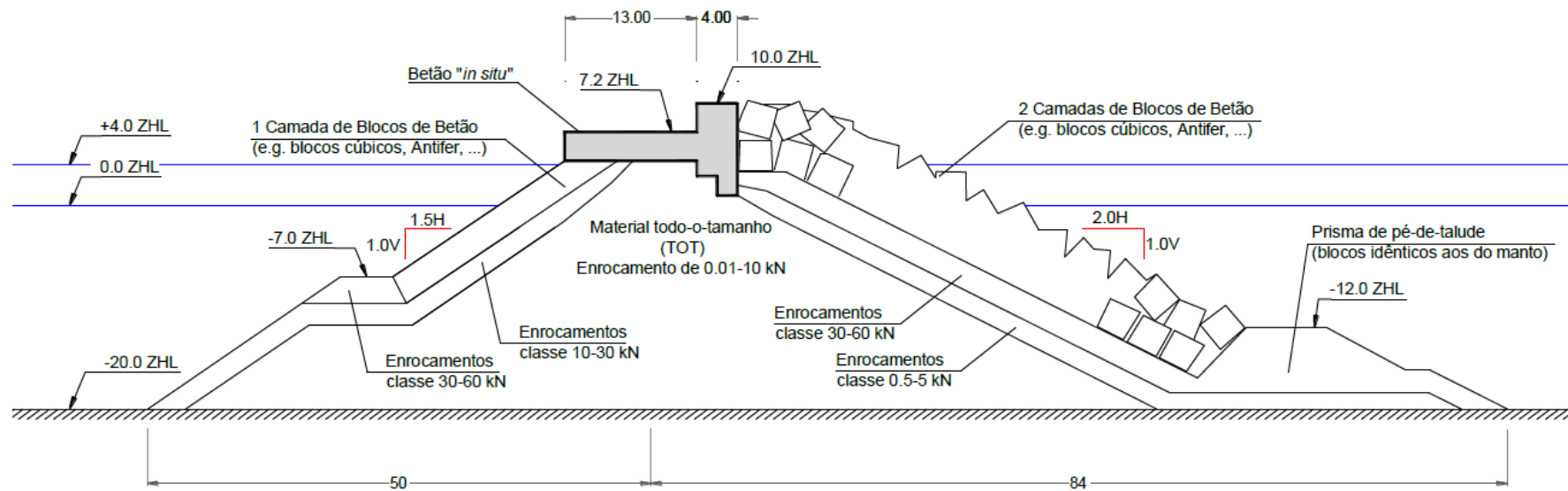
Hipótese A.2



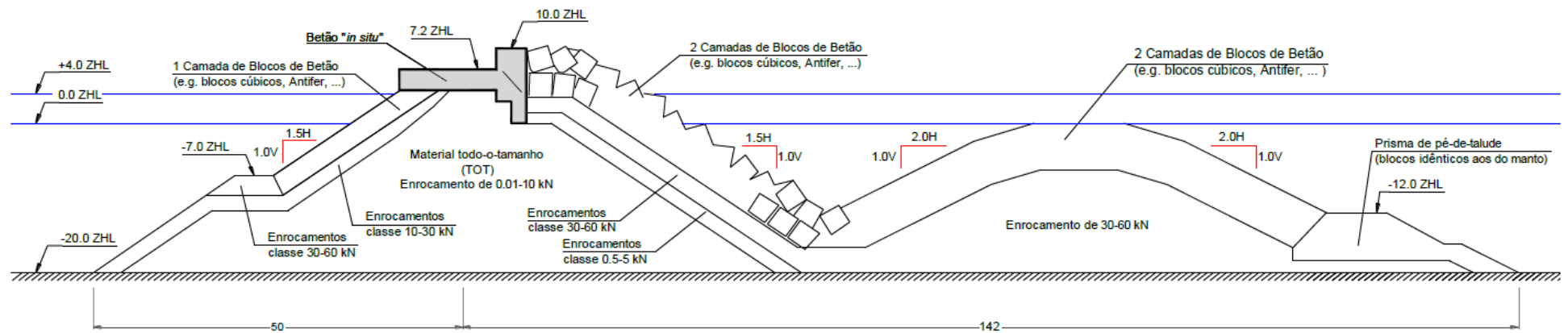
Hipótese B.1



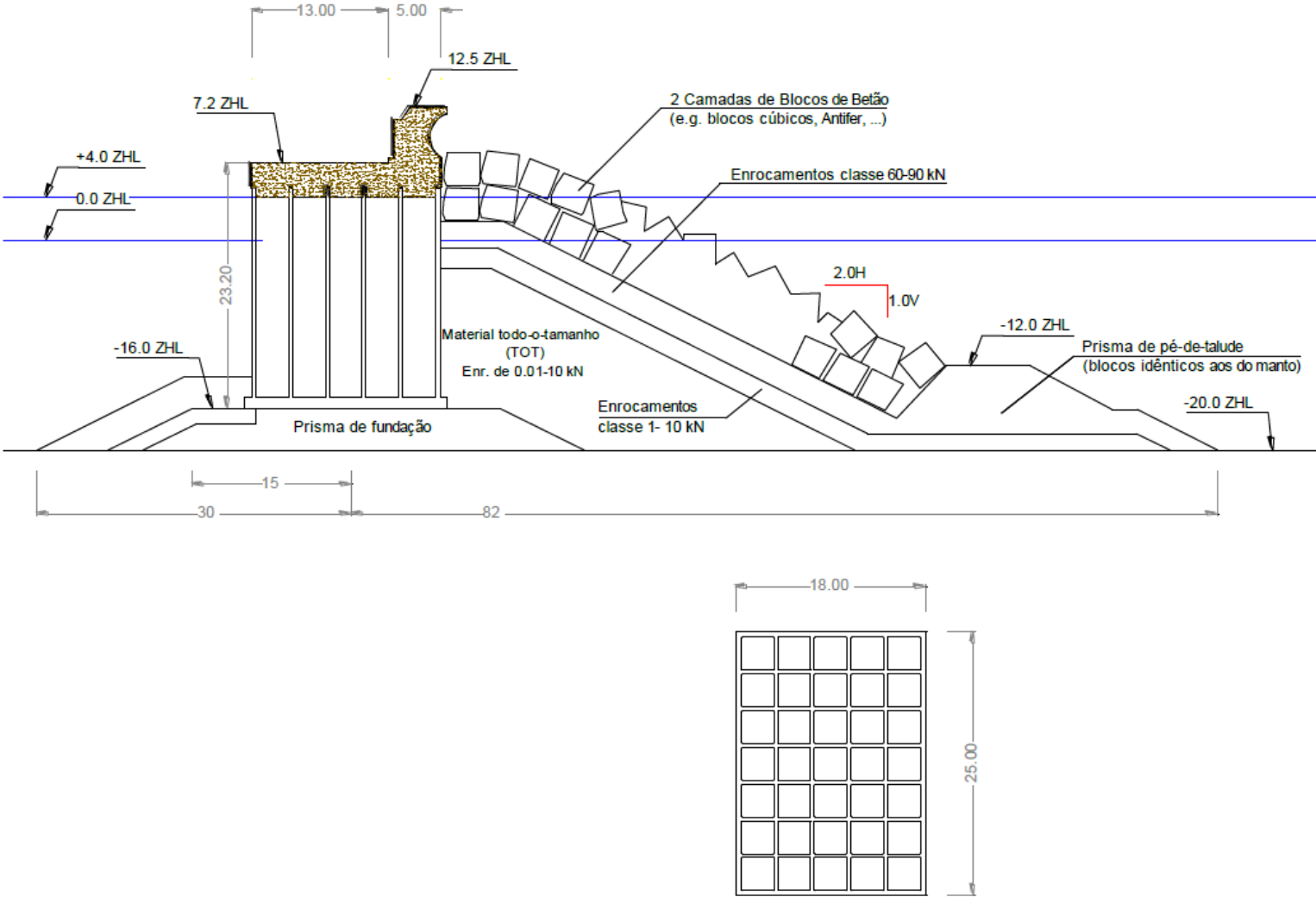
Hipótese B.2



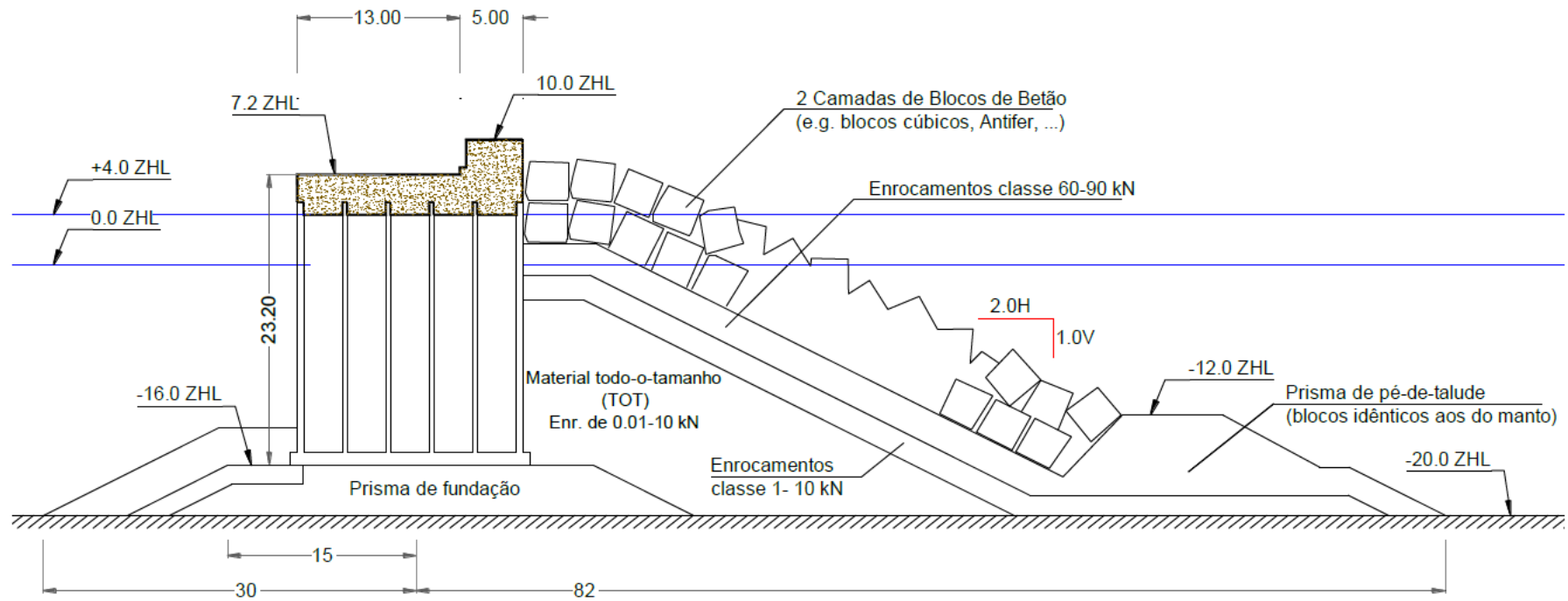
Hipótese C



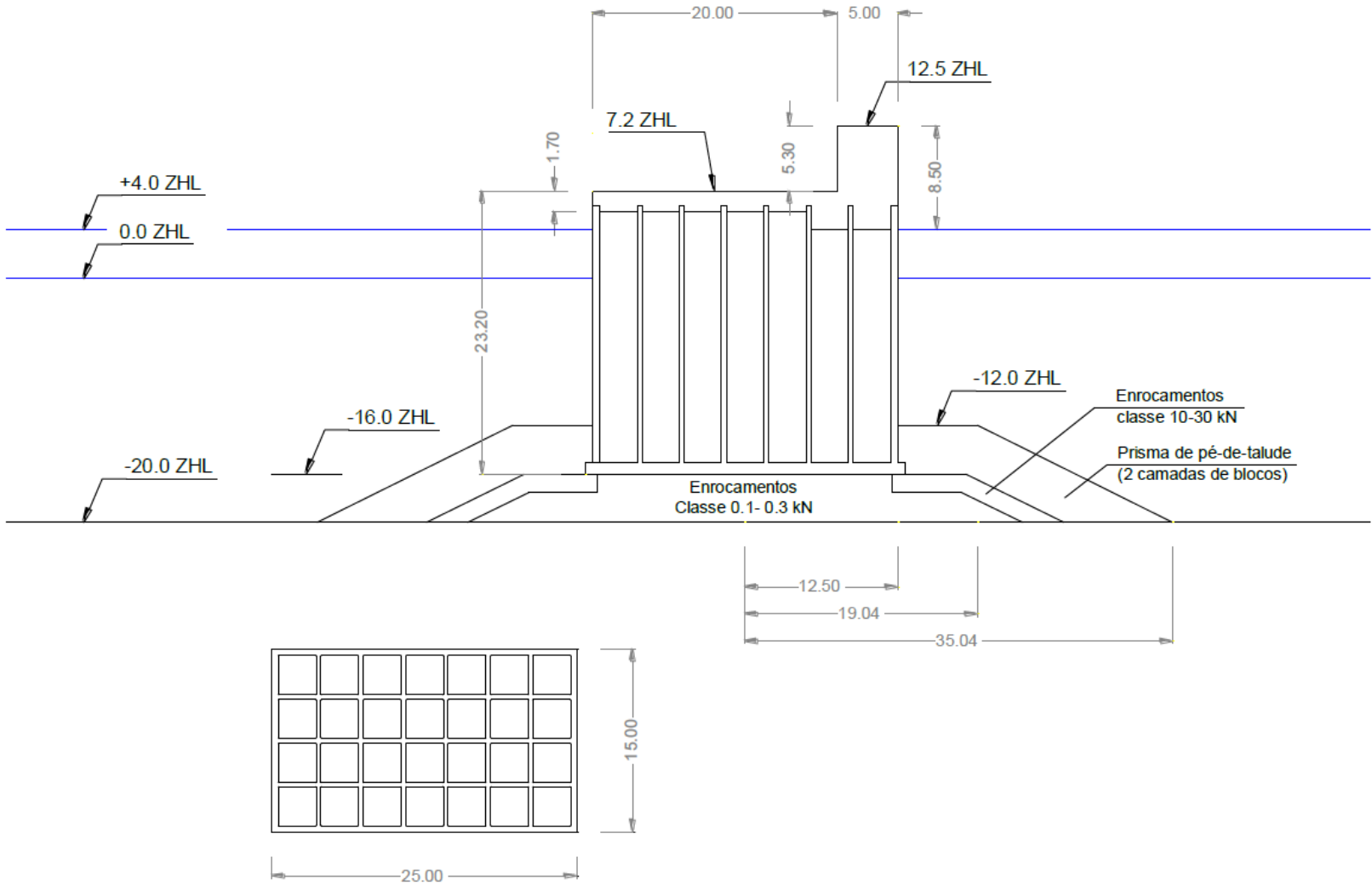
Hipótese D.1



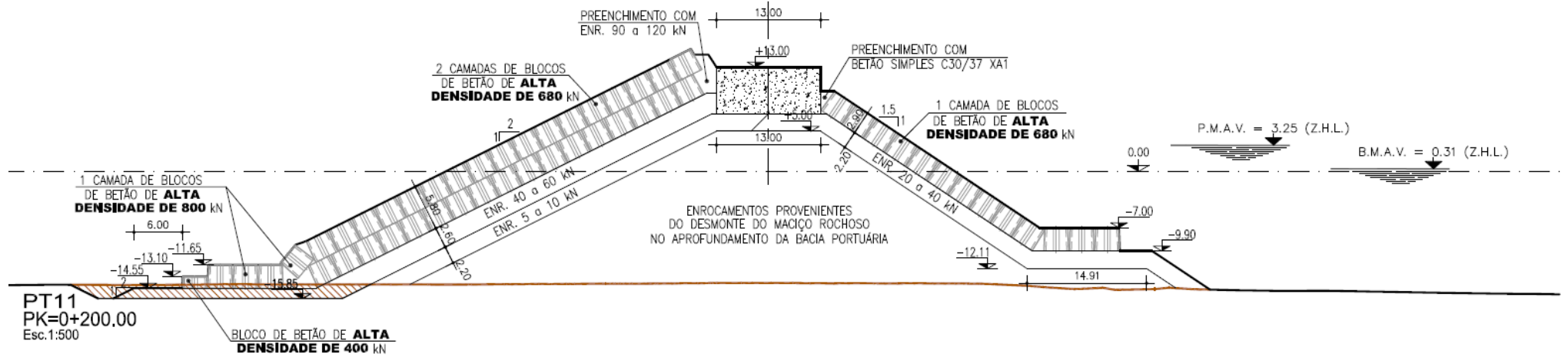
Hipótese D.2



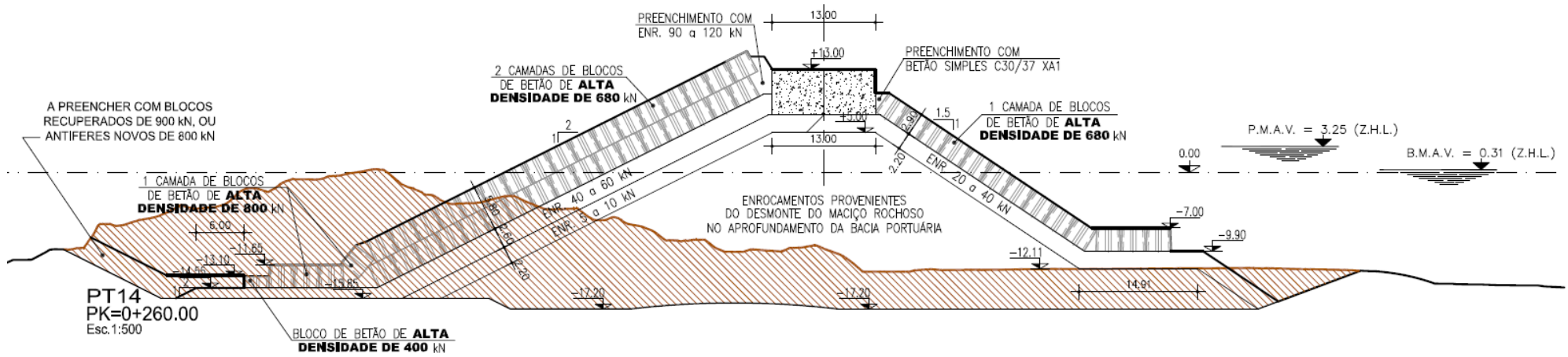
Hipótese E.1



Hipótese Final – Perfil do tronco ao PK = 0 + 200



Hipótese Final – Perfil da cabeça ao PK = 0 + 260



(página propositadamente em branco)

Anexo III – Excel da Topo-Hidrografia

(em suporte digital)

(página propositadamente em branco)

Anexo IV – Excel do historial de ondas

(em suporte digital)

(página propositadamente em branco)

Anexo V – Ficheiros em PDF provenientes do LTC

(em suporte digital)

(página propositadamente em branco)

Anexo VI – Excel dos volumes de acreção e erosão
(em suporte digital)

(página propositadamente em branco)

Anexo VII – Excel Custo-Benefício

(em suporte digital)

(página propositadamente em branco)
