



ESTUDOS E PROJETOS DO PROLONGAMENTO DO QUEBRA-MAR EXTERIOR DO PORTO DE LEIXÕES

Lucília Luís; Sofia Freire; João Barros; Hugo Lopes; Rute Lemos; Juana Fortes; Graça Neves
CONSULMAR – Projetistas e Consultores, Lda.; APDL – Administração dos Portos do Douro, Leixões e
Viana do Castelo, S.A.; LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

lucilia.luis@consulmar.pt, sofia.freire@consulmar.pt, joao.barros@consulmar.pt, hugo.lopes@apdl.pt,
rlemos@lnec.pt, jfortes@lnec.pt, gneves@lnec.pt

Resumo

Entre 2016 e 2020 foram realizados os Estudos e Projetos e Estudos de Impacto Ambiental (EIA) dos projetos do Prolongamento do Quebra-mar Exterior e das Acessibilidades Marítimas do Porto de Leixões, os quais envolveram ensaios em modelo físico reduzido realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) entre outubro 2016 e abril 2017, encontrando-se atualmente em curso a respetiva empreitada de construção.

Os estudos, projetos e ensaios bi e tridimensionais em modelo reduzido do Prolongamento do Quebra-mar Exterior em cerca de 300 m, destacam-se essencialmente por se tratar de um quebra-mar sujeito a um regime de agitação consideravelmente severo e por envolver o uso de blocos de betão de alta densidade (peso específico de 27,2 kN/m³ a 32 kN/m³) do tipo Antifer, cujo comportamento hidráulico e estrutural, apesar da experiência adquirida na utilização deste tipo de blocos no Molhe Sul da Barra do Rio Douro (também com betão com peso específico de 32 kN/m³) e no Molhe Leste de Sines (peso específico de 25,4 kN/m³ a 30,8 kN/m³), ainda se reveste de alguma complexidade.

No âmbito destes estudos realizou-se inicialmente o Estudo Prévio (EP), com base no qual se realizaram os ensaios bi e tridimensionais, e em simultâneo com estes últimos, realizou-se o Projeto de Execução (PE). Neste, e com o objetivo de aumentar a segurança da estrutura, adotaram-se generalizadamente blocos de maior peso do que os ensaiados.

Pretende-se com esta comunicação destacar as particularidades da adoção de blocos “adensados” no caso do prolongamento do quebra-mar de Leixões, quer as associadas à conceção e pré dimensionamento, quer as associadas à construção e exploração dos modelos físicos bi e tridimensionais.

1. Condições naturais

1.1 Topo-hidrografia e natureza geológica dos fundos

Para efeitos da caracterização da zona de implantação do quebra-mar, foi realizada a prospeção geofísica através da aplicação de sistema de Reflexão Sísmica (Boomer), realizado por GEOSUB no verão de 2017. Apresenta-se na Figura 1 a pormenorização da zona de implantação do prolongamento do quebra-mar exterior, à qual se sobrepôs a implantação em planta da obra projetada.

O levantamento de prospeção geofísica indica que, na zona de implantação do prolongamento do quebra-mar exterior, as superfícies das estruturas geológicas mais resistentes, com grande probabilidade de se revelarem como o topo do substrato rochoso, se encontram a profundidades entre 4 a 12 m abaixo da superfície do fundo oceânico.

Não obstante não ter sido possível levantar uma extensão relevante da zona de encontro com a estrutura existente, observa-se que a espessura da camada de materiais incoerentes na sua fronteira, maioritariamente areias de granulometria variada, varia entre um mínimo de 4 m no intradorso da cabeça do quebra-mar exterior e um máximo de 10 m no extradorso.

Relativamente à extensão onde se implanta o tronco do prolongamento do quebra-mar exterior, estima-se que a espessura da camada de sedimentos se encontra entre 8 m e 12 m em cerca de 70% desta área. No caso da área de implantação da cabeça do prolongamento do quebra-mar



Os valores referidos foram obtidos em condições meteorológicas ditas “normais” (maré astronómica). Sob condições meteorológicas anómalas (ventos fortes ou de prolongada duração, ou grandes perturbações da pressão atmosférica) a altura de água passa a ter uma importante componente meteorológica sobreposta à componente devida à maré astronómica, podendo verificar-se variações significativas das cotas indicadas.

A agitação marítima também pode contribuir para a variação da cota do plano de águas. De fato, a chegada contínua de grupos de onda de alta declividade (grande altura e pequeno comprimento ou período) provoca, sobretudo após a sua rebentação, a elevação do nível da água na direção da costa (do inglês “set-up”).

Atendendo a que os níveis máximo e mínimo das marés só ocorrem nos equinócios, a probabilidade de ocorrência simultânea destas marés e de fortes alterações na pressão atmosférica é relativamente baixa, pelo que se consideram como representativos os valores máximos e mínimos indicados.

1.3 Agitação marítima

1.3.1 Regime médio ao largo

Para efeitos do projeto, recorreu-se a três fontes distintas de dados com vista a caracterizar o regime de agitação marítima ao largo. Estas fontes foram as seguintes:

- **Fonte A:** Corresponde aos registos tri-horários da boia ondógrafo direcional de Leixões, localizada à profundidade de 83 m, cobrindo um período de cerca de 11 anos de dados (1 de abril de 2004 a 18 de dezembro de 2015), num total de 37 161 observações válidas, com 30 777 observações tri-horárias válidas num universo de 34 953 possíveis, complementadas por 6384 observações em períodos de tempestade.
- **Fonte B:** Corresponde aos resultados do modelo de reconstituição da agitação (“hindcast”) do projeto europeu ERA-Interim (ECMWF), para o período compreendido entre 1 de janeiro de 1979 e 31 de dezembro de 2016, num total de 38 anos. A recolha de dados foi realizada a partir de uma malha de 9 pontos com resolução de 0,75°, num intervalo temporal de 6 em 6 horas, a partir do qual se selecionaram os dados correspondentes ao ponto P6, de coordenadas (41,25° N, 9° O).
- **Fonte C:** Corresponde aos resultados do modelo de reconstituição da agitação (“hindcast”) SIMAR da entidade espanhola *Puertos del Estado*, para o período entre 1958 e 2017, resultante de uma base de dados com frequência horária.

Para efeitos desta comunicação apresentam-se apenas os resultados obtidos com a Fonte B por ser aquela que tem maior representatividade estatística.

Apresentam-se nas figuras seguintes os resultados obtidos, em termos das distribuições de rumos, alturas significativas (H_s) e períodos de pico (T_p) das ondas ao largo (valores médios anuais), em escalões de 22,5°, 0,5 m e 2 s, respetivamente.

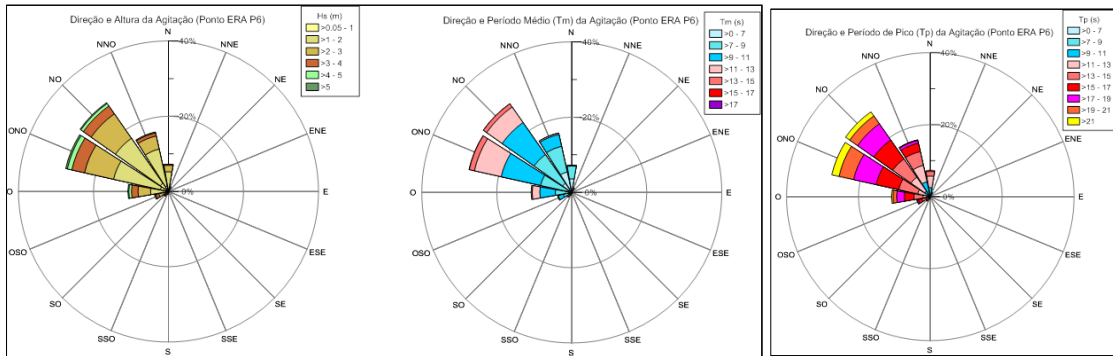


Figura 2. Distribuição das alturas e períodos médios e períodos de pico da agitação ao Largo (Fonte B).

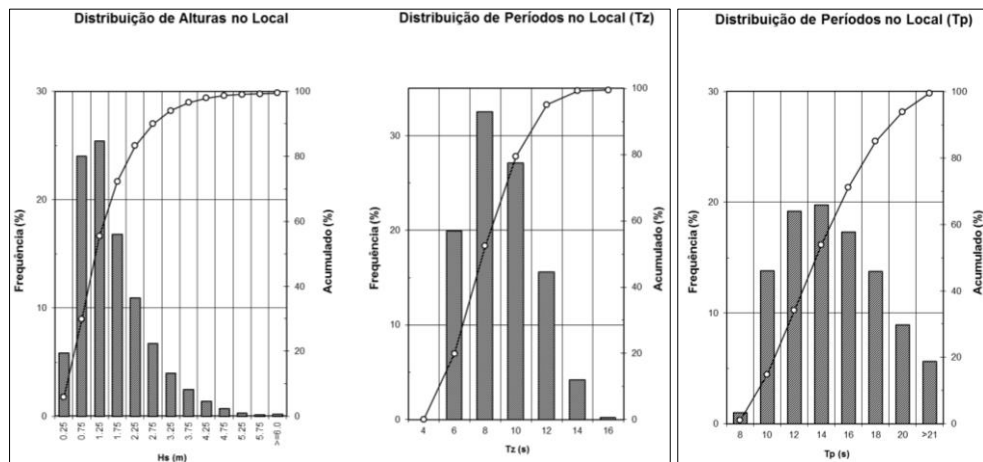


Figura 3. Distribuição das alturas significativas e períodos médios e de períodos de pico da agitação ao Largo (Fonte B).

Com base nos resultados obtidos, verifica-se:

a) Rumos

A faixa costeira em que se insere Leixões encontra-se maioritariamente exposta à agitação do quadrante (sector de 90°) de NO, rumo que apresenta uma frequência de 91%. A percentagem de ocorrência de agitação por octantes de rumos (sectores de 45°) tem maior expressão para o rumo de NO (cerca de 29%), seguido por ONO (cerca de 28%) e por NNO (cerca de 16%).

b) Alturas

Tendo em conta a totalidade dos rumos (360°), as alturas inferiores a 1 m têm uma ocorrência média de cerca de 8%. As maiores frequências correspondem a ondas com alturas entre 1 e 2 m, com aproximadamente de 50%. As ondas com alturas superiores a 3 e 5 m representam aproximadamente de 15% e 1%, respetivamente.

c) Períodos

Verifica-se a predominância dos escalões entre os 7 e os 11 s ao nível dos períodos médios, com a maioria (66%) das ocorrências – 31% referentes ao escalão 9 a 11 s – enquanto ao nível dos períodos de pico tal ocorre entre os 9 e os 15 s, com cerca de 70% das ocorrências (26% para o escalão 11 a 13 s). Verifica-se ainda que os períodos médios inferiores a 7 s representam cerca de 16% das observações e que os superiores a 13 s representam cerca



de 3% do total. Relativamente aos períodos de pico, os períodos inferiores a 9 s representam cerca de 8% das observações e que os superiores a 17 s representam cerca de 7% do total.

1.3.2 Regime na aproximação ao Porto de Leixões

1.3.2.1 Regime médio

A exposição atlântica do Porto de Leixões leva a que esta esteja sujeita ao impacto das grandes tempestades que se geram ao largo da costa portuguesa. A agitação ao largo foi transposta para as proximidades deste através de um programa de cálculo automático de Refração Espectral, desenvolvido pela CONSULMAR que tem em conta o empolamento não linear das ondas e a sua rebentação. A par da utilização do modelo de Refração Espectral, recorreu-se igualmente ao modelo matemático de terceira geração SWAN, desenvolvido na TU Delft, para proceder à propagação dos cenários extremos estimados na batimétrica da Boia Ondógrafo de Leixões. No entanto, os resultados deste não serão aqui apresentados, por limitações de espaço. Para o efeito, foram selecionados os pontos PL e PL2, apresentados na figura seguinte, localizados respetivamente a -20,0 m (ZH)/-19,674 m (ZHL) e -17,0 m (ZH)/-16,674 m (ZHL).

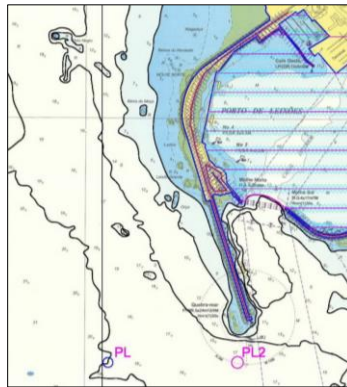


Figura 4. Localização dos pontos PL e PL2.

Para a definição do regime médio à entrada do porto, optou-se por propagar a agitação até ao ponto PL, que se considera mais representativo das condições de agitação na aproximação após a construção do prolongamento do quebra-mar. Assumiram-se condições de maré médias (NM) para realização desta propagação.

Apresentam-se nas figuras seguintes os resultados obtidos, em termos das distribuições de rumos, alturas significativas (H_s) e períodos de pico (T_p) das ondas no ponto PL (valores médios anuais), em escalões de 22,5°, 0,5 m e 2 s, respetivamente.

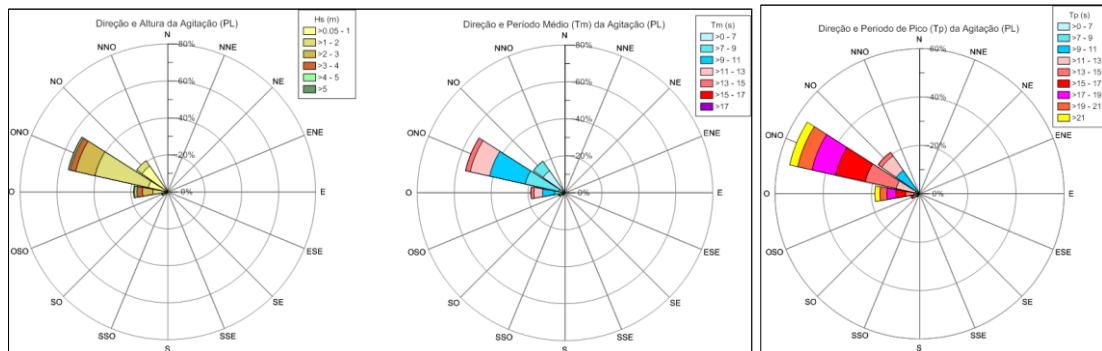


Figura 5. Distribuição das alturas significativas e períodos médios e períodos de pico da agitação em PL.

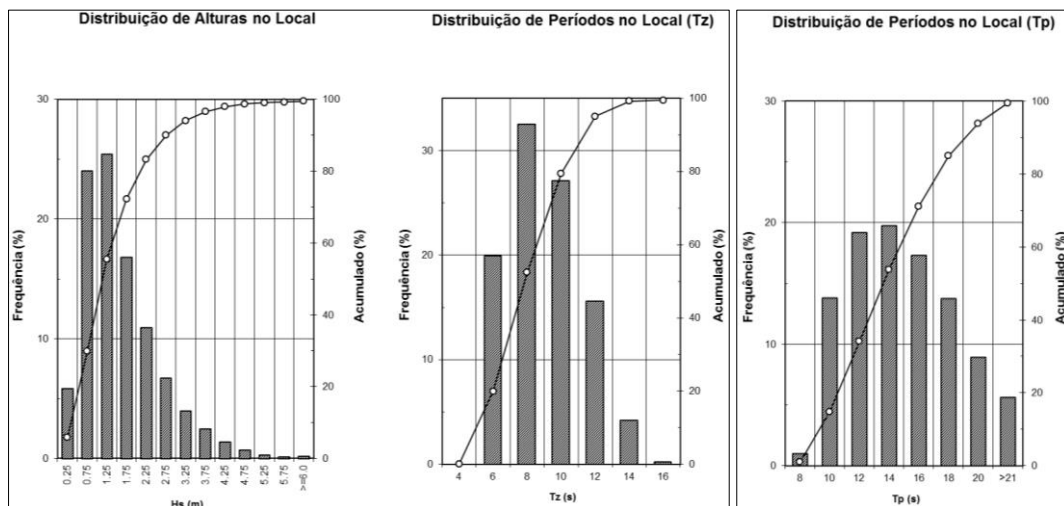


Figura 6. Distribuição das alturas significativas e períodos médios e períodos de pico da agitação em PL.

Com base nos resultados obtidos, verifica-se:

a) Rumos

A agitação que atinge o ponto PL tem maioritariamente direção média segundo ONO, com cerca de 55% das observações. Segue-se NO com cerca de 21% e O com cerca de 19%.

b) Alturas

Tendo em conta a totalidade dos rumos (360°), as alturas inferiores a 1 m têm uma ocorrência média de cerca de 30%. As maiores frequências correspondem a ondas com alturas entre 1 e 2 m, com aproximadamente 42%. As ondas com alturas superiores a 3 e 5 m representam aproximadamente 10% e inferior a 1% das ocorrências, respetivamente.

c) Períodos

Verifica-se a predominância dos escalões entre os 7 e os 11 s ao nível dos períodos médios, com a maioria (60%) das ocorrências – 31% referentes ao escalão 9 a 11 s – enquanto ao nível dos períodos de pico tal ocorre entre os 9 e os 15 s, com cerca de 53% das ocorrências (20% para o escalão 13 a 15 s). Verifica-se ainda que os períodos médios inferiores a 7 s representam cerca de 20% das observações e que os superiores a 13 s representam cerca de 4% do total. Relativamente aos períodos de pico, os períodos inferiores a 9 s representam cerca de 1% das observações e que os superiores a 17 s representam cerca de 28% do total.



1.3.2.2 Valores extremos no local

Apresentam-se nas tabelas seguintes o resumo da estimativa realizada para os valores máximos no ponto PL.

Tabela 2. Valores de H_s (m) em PL [-20,0 m (ZH)/-19,674 m (ZHL)].

Período de Retorno (anos)	Rumos				
	SO	OSO	O	ONO	NO
5	2,6	4,7	7,2	6,4	1,9
10	2,7	5,2	8,0	6,9	2,0
20	2,9	5,7	8,7	7,4	2,1
50	3,2	6,3	9,7	8,0	2,2
100	3,4	6,8	10,4	8,5	2,3

1.3.2.3 Propagação através de fórmula empírica (Goda)

Em paralelo com a determinação dos valores extremos no conjunto de pontos de referência através do modelo matemático, procurou-se estimar a influência dos fundos oceânicos na limitação dos valores máximos de altura da agitação na área de implantação da obra de abrigo, recorrendo para tal à metodologia empírica de Y. Goda (CEM, Rock Manual, etc.), concebida com o objetivo de permitir avaliar o empolamento e rebentação da onda ao longo de um talude de declive regular.

Considerou-se a propagação das alturas significativas com um período de retorno de $T = 100$ anos para os rumos mais relevantes (entre NO e OSO), a partir da sua localização -83,0 m (ZH)/-82,674 m (ZHL) até cada um dos pontos de referência (PL e PL2).

Os cálculos foram realizados para condições de maré ao nível de NM ($N_{\text{maré}} = 1,67$ m (ZHL)) e ao nível de PMmax ($N_{\text{maré}} = 3,62$ m ZHL), e considerando as mesmas alturas significativas na boia e períodos de pico que os aplicados nas simulações em modelo matemático. Apresentam-se na tabela seguinte o resumo dos cálculos realizados.

Tabela 3. Alturas significativas nos pontos de referência para $T = 100$ anos (Método de Goda).

Rumo	Tp (s)	Hs (m)			
		NM (+ 1,67 m ZHL)		PM max (+3,62 ZHL)	
		PL	PL2	PL	PL2
NO	18	9,5	8,7	9,9	9,1
ONO	18	9,7	8,8	10,1	9,2
O	17	9,6	8,7	10,3	9,4
OSO	16	9,0	8,1	9,6	8,6

2. Pré-dimensionamento dos mantos resistentes

2.1 Onda de dimensionamento

A escolha da altura de onda a considerar para o pré dimensionamento do manto resistente não é uma tarefa simples, embora neste caso fique facilitada, pois 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.



Na bibliografia encontram-se também diferentes recomendações: desde 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.

Neste caso optou-se por estimar a altura de onda por duas vias e selecionar a que na fase de Estudo Prévio, tendo em conta que se iam realizar ensaios de agitação e estabilidade, pareceu ser mais adequada.

Assim, com base no estudo de agitação apresentado anteriormente, estima-se que, na proximidade do pé do talude (PL2), 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 deveria ser realizado para um nível mais conservativo, pelo que o manto de proteção foi dimensionado para $H_{1/10}$, dado pela seguinte expressão:

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

Para o presente caso tem-se $H_{1/10} = 10,9$ m, tendo-se considerado 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 atendermos aos 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 muito conservativa, correspondia a um valor plausível e defensável, tendo em conta que se trata de um pré dimensionamento de um manto que ia ser sujeito a ensaios em modelo reduzido, onde a altura da onda iria ainda ser confirmada através da instalação de sondas a colocar a barlamar da estrutura do quebra-mar.

2.2 Peso dos elementos do manto resistente

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 (1959). A sua expressão é:

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

em que:

W - peso de um elemento do manto (kN)

$S_r = w_r / w_w$

w_r - peso volúmico do material dos cubos (kN/m^3)

w_w - peso volúmico da água do mar ($10,25 \text{ kN/m}^3$)

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

O dimensionamento deste manto de proteção tem a si associadas várias especificidades que o tornam numa solução muito particular, com destaque para a relativa suavidade do declive do talude adotado para o manto exterior, bem como para a utilização de blocos em betão de alta densidade.



Assim, recorreu-se à ponderação de várias fontes para o valor a adotar para o coeficiente K_d a utilizar na fase de pré-dimensionamento, das quais se destacam Pita (1986) e U.S. Army Corps of Engineers (2002), assumindo para este os valores 8,0 e 3,6, conforme se trata do tronco ou da cabeça do molhe, respetivamente. A adoção destes valores foi posteriormente corrigida pelos resultados dos ensaios em modelo físico.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

Tabela 4. Dimensionamento do manto resistente.

Incl. talude	TRONCO			CABEÇA		
	Peso (kN)	Volume (m ³)	Densidade (kN/m ³)	Peso (kN)	Volume (m ³)	Densidade (kN/m ³)
1 / 2,0	550	20,88	26,50	645	20,10	32,00

De fazer notar que os coeficientes de estabilidade para cubos Antifer recomendados podem variar entre 6 a 8 para o tronco, tendo-se optado pela adoção do limite superior por se tratar de um manto que ainda ia ser sujeito a ensaios em modelo reduzido, e caso se verificasse que o manto se encontrava subdimensionado, ainda haveria a possibilidade e melhorar a estabilidade do mesmo, o que veio a acontecer. O fato de se tratar de blocos de alta densidade e, supostamente com K_d superiores, também pesou na opção inicial do $K_d = 8$.

No perfil corrente, do lado de extradorso, os blocos de betão serão colocados em camada dupla arrumada, (ou outra arrumação se os resultados do modelo físico assim o recomendarem) enquanto na zona da cabeça do molhe deverão ser aplicados em camada dupla arrumada.

2.3 Densidade de colocação dos blocos Antifer

A densidade de colocação dos blocos foi calculada de acordo com a seguinte fórmula do Shore Protection Manual:

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

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)

Assim, ter-se-ia no tronco blocos de 550 kN com uma densidade de colocação de 16 un/100 m².

Na cabeça, dado que os blocos têm exatamente o mesmo volume, para solução propõem-se apenas a colocação de mais 1 bloco do que os propostos para o tronco.



Estas densidades de colocação eram indicativas e era também objetivo dos ensaios bidimensionais e tridimensionais, que foram realizados no LNEC, determinar as densidades de colocação que conduziam a maior estabilidade, tendo vindo a ser proposto pelo LNEC maiores densidades de colocação.

3. Ensaio em modelo físico tridimensional

3.1 Descrição geral do modelo físico

Após conclusão do EP, a solução selecionada foi sujeita a ensaios bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D), com as condições hidráulicas acordadas com o LNEC, tendo o PE sido realizado com base nos resultados dos ensaios. Por não ser possível descrever todo o programa de ensaios realizado, nesta comunicação resumem-se apenas os resultados finais dos ensaios 3D.

O modelo foi construído à escala geométrica 1:63, segundo a lei de semelhança de Froude.

No perfil do tronco, o muro cortina encontra-se à cota +13,0 m (ZHL), os taludes exterior e interior são protegidos por blocos de 550 kN (de 26,5 kN/m³ de densidade) de duas e uma camada respetivamente, e o pé do talude exterior constituído por blocos 645 kN, de alta densidade (32 kN/m³), apresentando-se uma foto oblíqua da planta o corte transversal nas figuras 7 e 8, respetivamente. Nestas indica-se também a densidade de colocação inicial que foi de 9 e 15 un/100 m² no talude interior e exterior, respetivamente e de 16 un/100 m² na cabeça;

Na cabeça, o talude e o pé, são protegidos por cubos Antiferes de 645 kN, também com densidade de 32 kN/m³.

Os ensaios 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 (Tp) de 12 e 20 s;
- Alturas de onda crescentes entre 6 m e 12 m, em escalões de 1 m (rumo O) e de 0,5 m (rumo SO), ou ao limite da rebentação.

Por iniciativa do projetista, e com o objetivo de avaliar a margem de segurança da estrutura, as alturas de onda especificadas excederam deliberadamente as alturas de onda de projeto, cuja estimativa, conforme já referido, conduziu aos seguintes valores: Hs = 8,0 m para o rumo SO e Hs = 11,0 m para o rumo O.

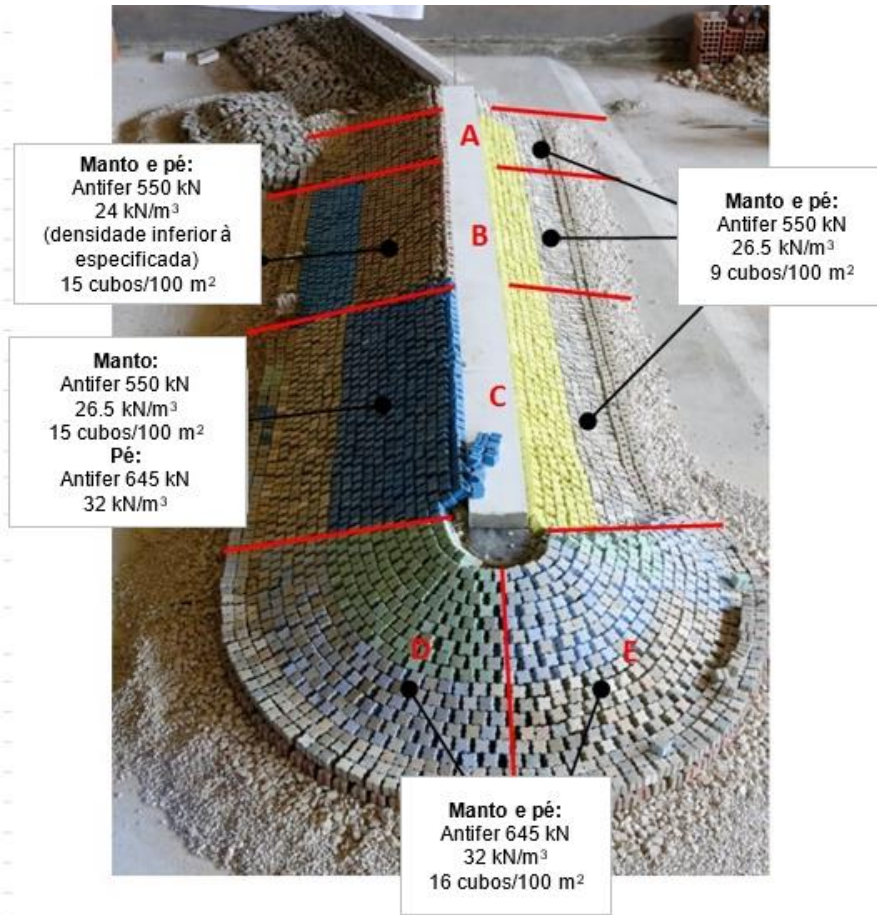


Figura 7. Configuração inicial ensaiada correspondente ao Estudo Prévio (LNEC, 2018).

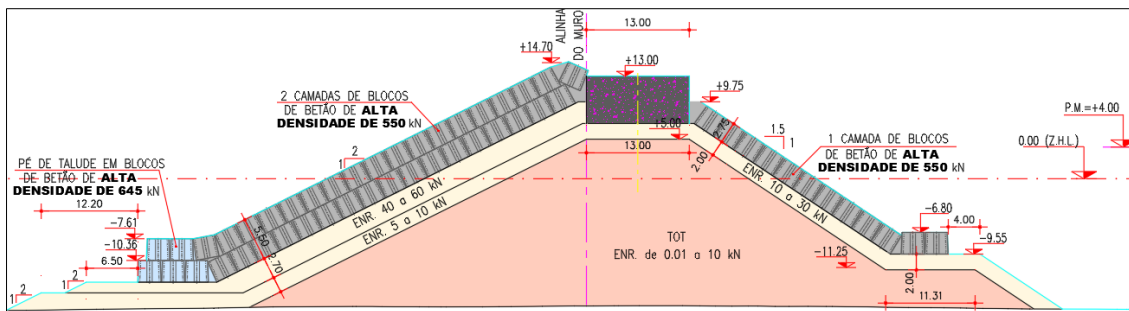


Figura 8. Corte transversal do perfil do tronco.

Análise de resultados

Os ensaios incluíram várias fases, tendo sido testadas vários ajustes para reforçar zonas pontuais do quebra-mar que revelaram alguma fragilidade. Seguindo a mesma lógica que a do relatório do LNEC, este capítulo abordará o conjunto de ensaios relativos à última configuração testada, a qual foi considerada globalmente estável.

Relativamente ao previsto no EP, a última configuração testada apresenta as seguintes características:



- As alturas máximas 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 cerca de 0,1% do total no local. De destacar ainda que, o rumo SO, apresenta uma frequência inferior a 5% do total das observações;
- Refere-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 menor;
- De fazer notar ainda que, os pesos dos blocos Antifer testados eram inferiores ou iguais aos adotados no EP, 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 ($26,5 \text{ kN/m}^3$) face ao projetado ($27,2 \text{ kN/m}^3$) no EP.

De acordo com as conclusões apresentadas no relatório do LNEC, Lemos *et al.* (2017) e que aqui se transcrevem resumidamente, com a última configuração ensaiada, os 300 m do prolongamento do molhe apresentaram um comportamento globalmente estável para a altura de onda significativa de $H_s = 8 \text{ m}$ associada ao rumo SO e para a maior altura de onda ensaiada com o rumo O ($H_s = 12 \text{ m}$), com mais 1 m do que a altura de onda de projeto estimada.

A substituição dos cubos Antifer de 645 kN por cubos de 800 kN no pé e no manto do setor interior da cabeça e remate do intradorso, bem como a utilização de meios cubos como suporte do pé do talude, contribuiu grandemente para o aumento da estabilidade do pé e consequentemente, de todo setor interior da cabeça do quebra-mar, o qual apresentava, para ambos os níveis de maré associados a $T_p = 20 \text{ s}$, fragilidades com as configurações inicialmente ensaiadas, relacionadas com a elevada vorticidade observada no setor interior da cabeça.

De facto, constatou-se que a utilização de “meios cubos” não adensados (no modelo), que permitiu o rebaixamento da cota superior da primeira fiada de cubos Antifer do pé do talude, os quais eram responsáveis pela instabilização do pé do talude, veio a verificar-se uma solução estável.

Também o aumento da densidade de colocação dos cubos Antifer nos restantes troços do quebra-mar, conferiu uma melhoria significativa da estabilidade dos mantos, especialmente do manto exterior constituído por blocos de 550 kN, que conforme já referido, passou de 15 para $18,5 \text{ un/m}^2$.

No entanto, foram identificados alguns locais de maior vulnerabilidade, as quais se passam a enumerar e que se deve ter especial atenção:

- Com o rumo SO e devido à obliquidade da onda incidente, o talude exterior do tronco, sofreu movimentos significativos dos cubos Antifer, alguns dos quais superiores ao seu diâmetro nominal, embora sem remoção do talude. Parte dos movimentos ocorridos foram causados pela diminuição da estabilidade do respetivo pé do talude, onde se verificaram algumas quedas de blocos. Ocorreram quedas moderadas, para alturas de onda superiores a 9,5 m, com nível de PM (1,5 m acima da onda de projeto $H_s = 8,0 \text{ m}$);
- Ainda para o rumo SO, os setores exteriores e interiores da cabeça e o remate do intradorso, devido à sua elevada exposição à agitação, sofreram bastantes movimentos, sem, contudo, sofrerem mudanças de posição no talude superiores ao seu diâmetro nominal;
- Nas séries de ensaios associadas ao rumo O, e para alturas de onda significativas superiores a 8 m, ocorreram muitos movimentos de blocos da camada exterior de todos os troços do quebra-mar sem, contudo, afetarem a estabilidade da obra; no entanto, no pé do talude do extradorso e do remate do intradorso, verificaram-se algumas quedas, principalmente em baixa-mar;

- No que diz respeito às séries de ensaios realizadas com preia-mar com sobrelevação associadas a $T_p = 20$ s, verificou-se que, associado a um ligeiro aumento da intensidade do galgamento, se registou um valor percentual de movimentos da camada única do intradorso ligeiramente superior à registada em preia-mar.

No que diz respeito à estabilidade do pé do talude, e para ambos os rumos, a remoção de alguns blocos de enrocamento da berma do pé do talude, em especial, com o nível de maré de 0,0 m (ZHL) e no setor interior da cabeça, poderá contribuir para a alteração da sua geometria, diminuindo o apoio dos blocos do pé do talude.

Apesar da intensidade dos galgamentos, nomeadamente nas condições de ensaio com o nível de preia-mar, o talude interior em camada única não sofreu, na generalidade, movimentos suscetíveis de causarem instabilidade do talude. Foi apenas necessário aumentar a densidade de colocação dos cubos Antifer na zona adjacente ao remate do intradorso.

No final das conclusões, o relatório do LNEC refere que, atendendo às considerações tecidas nos parágrafos anteriores, salienta-se que:

- Na cabeça, a estabilidade do pé do talude e, conseqüentemente, do manto resistente é extremamente dependente do apoio da primeira fiada de cubos do pé do talude, a qual é bastante afetada pela vorticidade e pelo galgamento registados nessa zona. É por isso, recomendado especial cuidado na colocação dos meios cubos, eventualmente de alta densidade, à semelhança dos do manto resistente;
- Os blocos dos troços do talude exterior apresentam vulnerabilidade no que diz respeito a quedas e movimentos tanto do pé como do manto resistente. Dado que o seu peso e densidade (550 kN e $26,50$ kN/m³) são significativamente inferiores aos dos blocos do setor interior da cabeça e remate do intradorso (800 kN e $32,00$ kN/m³), um aumento destes valores poderia levar a um aumento da sua estabilidade.

Projeto de Execução (PE) realizado na seqüência das recomendações do LNEC

Resumidamente, face ao anteriormente exposto, o Projetista considerou que no PE deveria introduzir melhorias à estrutura final ensaiada para reforço da estabilidade geral da mesma.

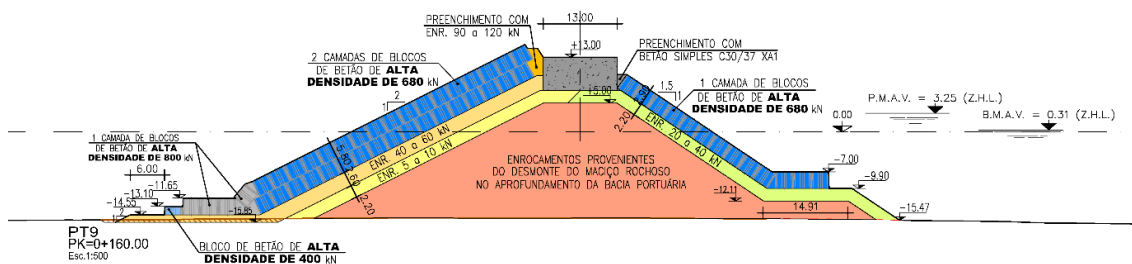


Figura 11. Perfil tipo do tronco do molhe – Projeto de Execução.

Na Figura 12. ilustram-se as alterações efetuadas no talude do tronco, em que os blocos de 550 kN ensaiados no modelo, são substituídos por blocos de 680 kN no protótipo. No extradorso são colocados em duas camadas com densidades de 17 un/100 m², enquanto no intradorso são colocados em camada única com 8 un/100 m², exceção feita à zona adjacente à transição da cabeça onde os blocos serão justapostos.

Na cabeça, quer o setor exterior quer o interior, o manto passou a ser constituído por blocos de 800 kN, com densidades de colocação de 17 e 18 un/100 m², respetivamente.

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 justapostos. Na figura seguinte ilustra-se o perfil tipo do projeto de execução do prolongamento do quebra-mar.

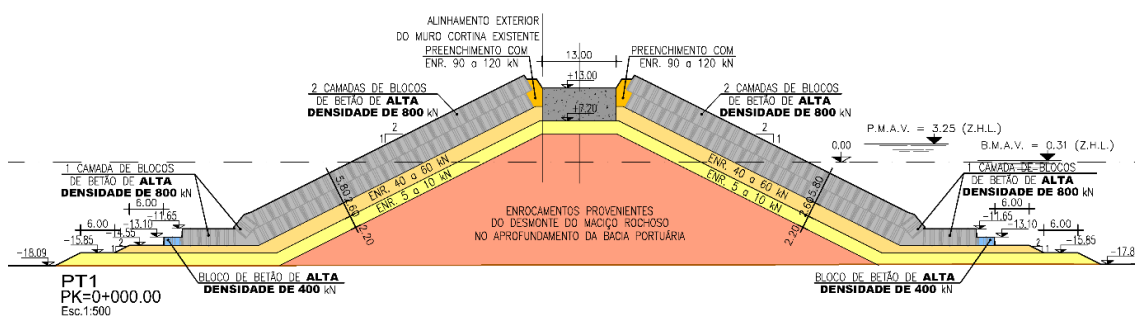


Figura 12. Perfil tipo da cabeça do molhe – Projeto de Execução.

Referências Bibliográficas

- Goda, Y (2000). "Random Seas and Design of Maritime Structures" (2nd edition), Chapter 11 – Statistical Analysis of Extreme Waves. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., Singapore.
- Lemos, R.; Neves, M.G.; Fortes, C.J.E.M. (2017). Estudos em Modelo Físico e Numérico do Prolongamento do Quebra-mar Exterior e das Acessibilidades Marítimas do Porto de Leixões. Ensaios bidimensionais de estabilidade e galgamentos. Relatório 2 – Apresentação de resultados. Relatório 226/2017 – DHA/NPE, LNEC, abril.
- Lemos, R.; Neves, M.G.; Fortes, C.J.E.M. (2017). Estudos em Modelo Físico e Numérico do Prolongamento do Quebra-mar Exterior e das Acessibilidades Marítimas do Porto de Leixões. Estudo I – Ensaios tridimensionais de agitação e de estabilidade e galgamentos. Relatório 1 – Construção dos modelos físicos 3D. Relatório 298/2017 – DHA/NPE, LNEC, abril.
- Neves, M.G.; Fortes, C.J.E.M.; Lemos, R. (2017). Estudos em Modelo Físico e Numérico do Prolongamento do Quebra-mar Exterior e das Acessibilidades Marítimas do Porto de Leixões. Estudo I – Ensaios tridimensionais de agitação marítima. Relatório 315/2017 – DHA/NPE, LNEC, abril.
- Pita, C (1986). "Dimensionamento Hidráulico do Manto Resistente de Quebra-Mares de Taludes", Memória N°670, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- U.S. Army Corps of Engineers. 2002. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.