



ESTUDOS DE GALGAMENTO DO MOLHE OESTE DO PORTO DE SINES

Maria Teresa Reis, Maria da Graça Neves, Miguel Robert Lopes e Luís Gabriel Silva

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P. (LNEC)

² CONSULMAR, Projectistas e Consultores, Lda.

RESUMO

Esta comunicação apresenta uma perspectiva histórica do projecto, construção, colapso e reabilitação do molhe Oeste do Porto de Sines, bem como dos estudos de galgamento em modelo físico efectuados para avaliar a eficácia das diferentes soluções propostas ao longo dos anos para a sua reabilitação.

Apresenta ainda três soluções propostas para a reabilitação final do molhe e os respectivos ensaios em modelo físico, realizados em 2008 no LNEC. O estudo do galgamento destas soluções é complementado pela aplicação das metodologias recomendadas pelo actual manual de galgamentos (redes neuronais e fórmulas empíricas) e pela aplicação da nova versão do modelo numérico não linear de águas pouco profundas, AMAZON.

Existe uma boa concordância entre os dados do modelo físico e os resultados do AMAZON, apesar de este modelo mostrar uma tendência para sobrestimar os caudais médios de galgamento. A NN_OVERTOPPING, baseada na análise de redes neuronais, não apresenta uma concordância tão nítida com os resultados do modelo físico, para além de mostrar uma tendência para a subestimação dos caudais. As fórmulas empíricas sobrestimam significativamente os caudais.

1. INTRODUÇÃO

O Porto de Sines, localizado na costa sudoeste de Portugal continental, é protegido por dois molhes: Oeste e Este (Figura 1). O molhe Oeste é o molhe principal e protege postos de acostagem de águas profundas para navios petroleiros e quatro terminais principais (de granéis líquidos, petroquímico, multipurpose e de gás natural liquefeito).

Entre Fevereiro de 1978 e Fevereiro de 1979, durante a conclusão e imediatamente após a construção do molhe Oeste, ocorreram várias tempestades que causaram o colapso de quase todo o manto de protecção do molhe e da superestrutura, originando trabalhos de reparação de emergência em 1980-81. Entre 1980 e 1992, foram analisados e realizados vários trabalhos de reabilitação em praticamente toda a sua extensão, excepto na parte final do molhe original, cujos destroços ainda hoje se podem observar.

Desde 1979 que os trabalhos de reabilitação foram apoiados por ensaios em modelo físico bidimensionais efectuados para avaliar a eficácia das diferentes soluções propostas ao longo dos anos no que diz respeito à estabilidade e ao galgamento. Estes estudos em modelo físico incluíram ensaios nas instalações experimentais de Delft Hydraulics Laboratory (DHL), Holanda, e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Portugal (e.g. DHL, 1981b,c, 1982, 1986, 1987; LNEC, 1979, 1980, 1981, 1983a,b, 1989, 2008).

Actualmente, apenas dois dos três postos de acostagem existentes no intradorso do molhe Oeste se encontram em funcionamento: o Posto 2 e o Posto 3 (Figura 1). Por solicitação da Administração do Porto de Sines, foram efectuados nos últimos cinco anos estudos para a reabilitação final do molhe, com o objectivo principal de reactivar o Posto 1 (para recepção, carga e descarga de petroleiros), mas também de melhorar as condições de abrigo e a operacionalidade do porto (CONSULMAR, 2006, 2008). Para a reabilitação final do molhe foram propostos três perfis-tipo para a secção entre o Postos 2 e 1. Para verificar a eficiência destes perfis, realizaram-se em 2008 no LNEC (2008) ensaios em modelo físico bidimensional de estabilidade e galgamento.

Nesta comunicação, após esta introdução, apresenta-se uma perspectiva histórica do projecto, construção, colapso e reabilitação do molhe Oeste, bem como dos estudos de galgamento em modelo físico efectuados para avaliar a eficácia das diferentes soluções propostas ao longo dos anos para a sua reabilitação. Seguidamente, descreve-se a reabilitação final do molhe: as três soluções propostas, a sua modelação física e a modelação numérica do seu galgamento utilizando as metodologias recomendadas por Pullen *et al.* (2007) para uma estrutura como a do molhe Oeste e aplicando a nova versão do modelo numérico não linear de águas pouco profundas, AMAZON (Hu, 2000; Reis *et al.*, 2008, 2009a,b). Os resultados da modelação física e numérica são apresentados, discutidos e comparados. Por fim, a comunicação contém as considerações finais do trabalho.



Figura 1: Localização e *layout* actual do Porto de Sines

2. PERSPECTIVA HISTÓRICA

2.1 Projecto, Construção, Colapso e Reabilitação

A construção do molhe Oeste decorreu entre 1973 e 1978. Originalmente, o molhe tinha 2 km de comprimento, atingindo profundidades de 50 m e consistia num quebra-mar de taludes com

um manto exterior protegido por duas camadas de dolos de 42 ton (de betão não armado), dispostos num talude a 2(V):3(H) (Figura 2). O molhe tinha duas funções principais: servir de suporte às condutas de petróleo e conferir ao porto o abrigo necessário das ondas do Oceano Atlântico. A superestrutura de betão incluía, na parte exterior, um deflector de ondas e, na parte interior, uma passagem para veículos e o local de passagem das condutas de petróleo que serviam os três postos de acostagem de petroleiros, construídos em caixotões ligados ao molhe (Figura 3).

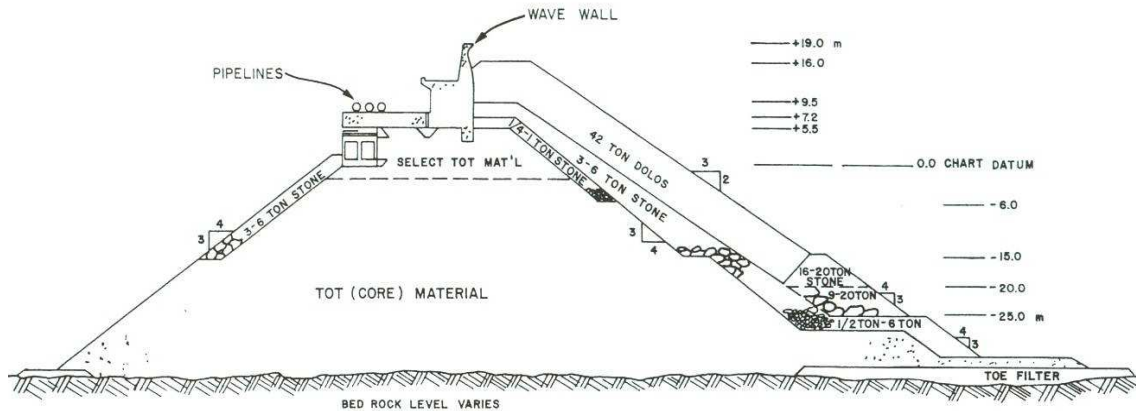


Figura 2: Perfil-tipo original do molhe Oeste do Porto de Sines (Port Sines Investigating Panel, 1982)

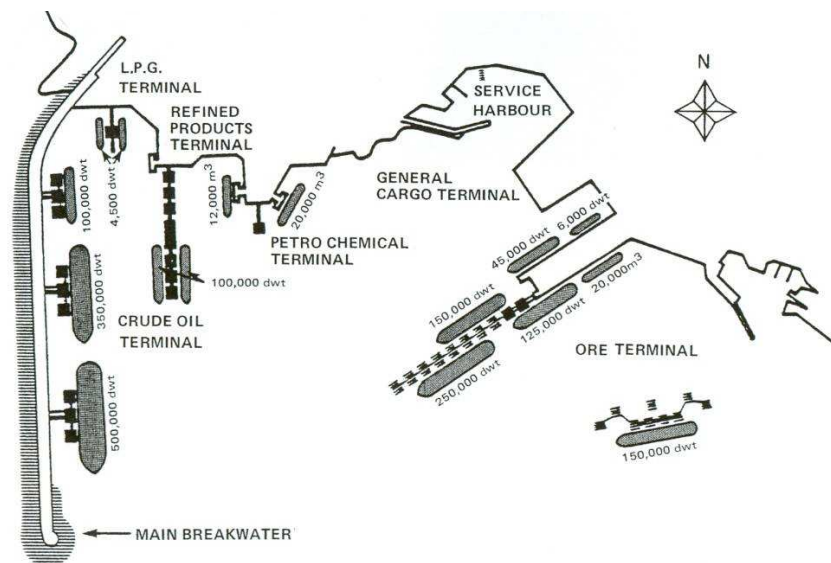


Figura 3: Layout original do Porto de Sines (Port Sines Investigating Panel, 1982)

O molhe foi originalmente projectado para uma altura de onda significativa, H_{sd} , de 11 m, com um período de retorno de 100 anos (Tabela 1), sendo a estrutura de maior envergadura do seu género exposta a um clima de agitação marítima tão severo. A construção estava praticamente terminada quando, a 26 de Fevereiro de 1978, ocorreram estragos muito avultados no molhe durante uma tempestade à qual muitos associaram um valor de H_s inferior a 11 m. Daí resultou a perda de aproximadamente dois terços do manto de protecção e danos muito severos em alguns locais da superestrutura. Em Dezembro de 1978 e em Fevereiro de 1979, tempestades causaram o colapso de quase a totalidade do manto exterior do molhe e da sua superestrutura (Figura 4).

Período de Retorno (anos)	Projecto Original & Reparação de Emergência (1973-81)	Reabilitação (1989-92)	Reabilitação Final (ainda não implementada)
50	10 m	13.0 m	11.0 m
100	11 m	14.0 m	12.0 m

Tabela 1: Alturas de onda de projecto ao largo, H_{sd} - as datas referem-se ao período de construção (Port Sines Investigating Panel, 1982; Dinis & Toppler, 1993; Ligteringen et al., 1993a,b; Abecassis & Pita, 1993; CONSULMAR, 2006, 2008)



Figura 4: Colapso do manto de protecção e da superestrutura do molhe Oeste do Porto de Sines

Depois do colapso, efectuaram-se diversos estudos em modelo físico reduzido em diferentes instalações experimentais, tais como no LNEC, no DHL, no National Research Council (NRC) do Canadá e no Laboratoire Central d'Hydraulique de France (LCHF) (ver secção 2.2). Estes estudos concentraram-se essencialmente no dimensionamento hidráulico do molhe e no seu desempenho.

Foram ainda conduzidas várias investigações sobre as eventuais causas do colapso da estrutura. Seguidamente, apresentam-se exemplos encontrados na literatura de factores que eventualmente contribuíram para o colapso (e.g. Zwamborn, 1979; Anon., 1979; Port Sines Investigating Panel, 1982):

- lacunas na selecção das características da onda de projecto (deficiência a nível conceptual);
- problemas de comunicação entre o dono de obra, o projectista e o empreiteiro (deficiências na gestão do projecto);
- diferenças entre o molhe construído e o projectado (deficiências na construção e na sua supervisão);
- o molhe foi atingido por tempestades quando a sua construção não estava ainda totalmente finalizada (inevitável);
- baixa resistência estrutural dos Dolos (deficiência a nível estrutural);
- remoção do enrocamento de 16 ton a 20 ton do pé do talude (deficiência a nível estrutural).

O colapso foi muito provavelmente consequência de uma combinação de factores adversos, uns mais determinantes que outros, e levou à realização de trabalhos de reparação imediatamente após os acidentes de 1978/79 para proteger e reactivar os Postos 2 e 3, trabalhos estes que ficaram conhecidos como Reparação de Emergência (Figura 5). Posteriormente, entre 1989 e 1992, procederam-se a outras reparações, que incluíram a reabilitação do enraizamento do molhe (secção a norte do Posto 3, protegida por Dolos),

melhoramentos na Reparação de Emergência, Reabilitação da Zona entre os Postos 2 e 1 (troço a sul da Reparação de Emergência) e Construção da Nova Cabeça (Figura 5). Na Figura 6 mostra-se o molhe após os últimos trabalhos de reabilitação, que terminaram em 1992.

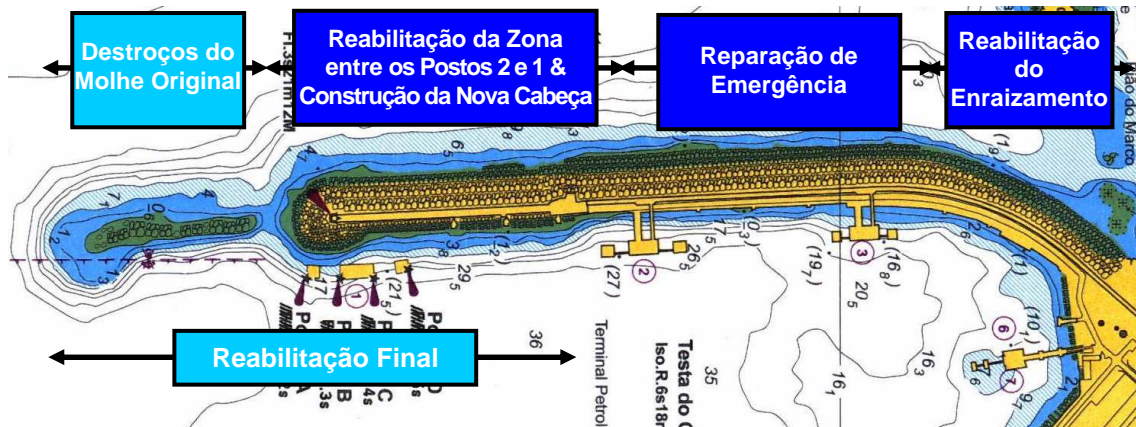


Figura 5: Diferentes trabalhos de reabilitação do molhe Oeste do Porto de Sines



Figura 6: Molhe Oeste do Porto de Sines após os trabalhos de reabilitação terminados em 1992 (incluindo destroços do molhe original)

Assim, actualmente, o molhe tem um comprimento de aproximadamente 1.6 km ao nível do coroamento e é protegido por cubos Antifer de 400 kN no enraizamento, de 900 kN no tronco e de 900 kN e 1050 kN na nova cabeça do molhe. Apenas os Postos 2 e 3 se encontram em

funcionamento; o Posto 1 não está acessível, está sujeito à acção directa da agitação marítima e, com a sua fundação à batimétrica -38 m (ZH), está coberto até à cota -15 m (ZH) pelos materiais utilizados nas reabilitações entretanto realizadas. A zona localizada a sul do Posto 1, zona estável de destroços do molhe original, nunca foi reconstruída. Nos últimos cinco anos, foram efectuados vários estudos para a Administração do Porto de Sines (APS) para a reabilitação final do molhe (Figura 5), que visaram reactivar o Posto 1 para recepção, carga e descarga de petroleiros (400 000 DWT), mas também melhorar as condições de abrigo e a operacionalidade do porto.

2.2 Ensaios em Modelo Físico Reduzido

Depois de Fevereiro de 1978 e antes dos últimos trabalhos de reabilitação se iniciarem, foram realizados vários estudos em modelo físico reduzido da estabilidade e, em alguns casos, do galgamento das diferentes soluções propostas para a reabilitação do molhe Oeste do Porto de Sines. A Tabela 2 resume a maioria desses estudos; a negrito encontram-se aqueles que incluíram medições de galgamento.

Secção do Molhe	Laboratório	Referência Bibliográfica Usada	2D/3D	Estabilidade/Galgamento
Enraizamento	DHL	DHL (1987)	3D	Estabilidade
	LNEC	LNEC (1989)	2D	Estabilidade & Galgamento
Reparação de Emergência	LNEC	LNEC (1979)	2D	Estabilidade
	NRC	LNEC (1980)	2D & 3D	Estabilidade
	LCHF	DHL (1987)	2D	Estabilidade
	LNEC	LNEC (1981)	2D	Estabilidade & Galgamento
	DHL	DHL (1981b)	2D	Estabilidade & Galgamento
	DHL	DHL (1981c)	2D	Estabilidade
	LNEC	LNEC (1983b)	2D	Estabilidade & Galgamento
Transição entre a Reparação de Emergência & a Zona entre os Postos 2 e 1	DHL	DHL (1987)	3D	Estabilidade
	DHL	DHL (1982)	2D	Estabilidade & Galgamento
Zona entre os Postos 2 e 1	LNEC	LNEC (1983a)	2D	Estabilidade & Galgamento
	DHL	DHL (1986)	2D	Estabilidade
Transição entre a Zona entre os Postos 2 e 1 & a Nova Cabeça	DHL	DHL (1986)	2D	Estabilidade
Nova Cabeça	DHL	DHL (1987)	3D	Estabilidade

Tabela 2: Ensaios em modelo físico reduzido de estabilidade e galgamentos realizados para o molhe Oeste do Porto de Sines antes da reabilitação final

As secções seguintes descrevem os ensaios de galgamento, destacando as principais diferenças entre eles.

2.2.1 Reparação de Emergência

Os primeiros estudos em modelo físico realizados após o acidente de Fevereiro de 1978 estavam relacionados com os trabalhos da Reparação de Emergência e foram levados a cabo pelo LNEC, NRC e LCHF durante a realização desses trabalhos (LNEC, 1979, 1980; DHL, 1987). Estes estudos não serão aqui apresentados já que não incluíram medições de galgamento.

Após a conclusão dos trabalhos da Reparação de Emergência, foram realizados novos ensaios

no LNEC e no DHL para estudar melhorias e modificações a realizar nessa zona (LNEC, 1981, 1983b; DHL, 1981b,c). Estes ensaios já contemplaram medições de galgamento.

Os ensaios realizados no DHL (1981b) decorreram entre Julho e Agosto de 1981 no canal de ondas e vento com 2 m de largura e 100 m de comprimento. A escala geométrica foi de 1:78. Os fundos foram reproduzidos através de uma rampa de cimento que se desenvolvia entre as batimétricas -53 m (ZH) e -34 m (ZH) no pé do talude interior da estrutura.

As estruturas ensaiadas correspondiam a secções transversais do projecto original e da Reparação de Emergência. Para a Reparação de Emergência foram realizados ensaios para uma Solução Base e para cinco secções alternativas (Alternativas I-a a I-e), que correspondiam a pequenos ajustes ao projecto da berma de coroamento no sentido de evitar movimentos dos blocos contra a superestrutura e diminuir os impactos das ondas na superestrutura e o seu galgamento. No modelo, o manto da Reparação de Emergência era composto por cubos Antifer feitos numa liga de alumínio. Para a Solução Base e para a Alternativa I-b não foram realizadas medições de galgamento.

As condições de agitação dos ensaios de galgamento foram caracterizadas por uma forma espectral entre Pierson-Moskowitz e JONSWAP, e com um período de pico, T_p , de 20 s. A geração foi feita com fase de grupo aleatória. A altura de onda de projecto, H_{sd} , foi de 14 m e a altura de onda significativa máxima ensaiada foi de 16.8 m ($1.2H_{sd}$). O nível de água foi mantido constante e igual a +4.0 m (ZH), que correspondia ao nível de preia-mar com sobrelevação meteorológica. Cada ensaio correspondia a cinco testes com uma duração de 12 horas cada (no protótipo) e com valores de H_s crescentes desde 5.6 m (40% de H_{sd}) até 16.8 m.

Para a Solução Base, foram realizados quatro ensaios: i) com um factor de agrupamento, GF, de 0.39; ii) com GF=0.65; iii) com GF=0.69; e iv) com GF=0.60 e vento. Para as soluções alternativas, os ensaios foram realizados com GF=0.60 e incluíram vento.

O galgamento foi avaliado durante 20 minutos (2.94 horas no protótipo) de duas maneiras diferentes: por observação visual do número de ondas que galgavam a estrutura como massas de água (*green water*) e através da medição do volume total galgado recolhido num tanque colocado imediatamente a sotamar da estrutura. Os resultados mostraram que o vento e o factor de agrupamento afectaram fortemente o número de ondas que galgavam a estrutura. O vento fazia aumentar consideravelmente o galgamento, o mesmo ocorrendo com o factor de agrupamento. Para as secções em que se preencheu o espaço existente entre os blocos da berma e a superestrutura verificou-se um aumento do galgamento, enquanto que para a Alternativa I-e (com uma cota mais elevada da berma de coroamento) o galgamento diminuiu (máximo caudal médio galgado de $0.067 \text{ m}^3/\text{s/m}$).

Os ensaios levados a cabo no LNEC (1981) decorreram entre Junho e Julho de 1981. O objectivo principal destes ensaios era estudar a influência do período, do nível de água e do dano nos blocos do manto na estabilidade e no galgamento da Reparação de Emergência, tal como estava construída nessa altura. Os ensaios foram realizados num canal de ondas irregulares com 50 m de comprimento e 1.6 m de largura (1.0 m de largura útil). A escala geométrica foi de 1:85. Os fundos foram reproduzidos através de uma rampa de cimento com um comprimento no protótipo de 1500 m e que se desenvolvia entre as batimétricas -60 m (ZH) e -40 m (ZH) (no pé da estrutura), com declives de 1:50 até à batimétrica -50 m (ZH) e de 1:70 até à -40 m (ZH).

As estruturas ensaiadas correspondiam a secções transversais do projecto original e da Reparação de Emergência. Para a Reparação de Emergência foram realizados ensaios para uma Solução Base, para duas secções alternativas (Alternativas A e A-1) que correspondiam a pequenos ajustes ao projecto da berma de coroamento e para uma Solução Base com blocos danificados na camada superior. No modelo, o manto da Reparação de Emergência era composto por cubos Antifer feitos de cimento.

As condições de agitação dos ensaios de galgamento foram também caracterizadas por uma forma espectral entre Pierson-Moskowitz e JONSWAP e com períodos de pico, T_p , de 16 s, 20 s e 24 s com GF a variar entre 0.60 e 0.70. Foram ensaiadas alturas de onda significativa de 5.6 m, 8.4 m, 11.2 m, 14 m e 16.8 m para dois níveis de maré diferentes: 0.0 m (ZH) e +4.0 m (ZH). Cada ensaio correspondia a cinco testes com uma duração de 12 horas cada (no protótipo) e com valores de H_s crescentes. Se após o último teste o dano na estrutura fosse

pequeno, esse teste era estendido por mais 12 horas.

O número de ondas que galgavam a estrutura foi medido por uma sonda. O volume de galgamento foi medido através da quantidade de água recolhida num tanque de 30 cm de largura por 106 cm de comprimento.

O galgamento iniciou-se para $H_s=11.2$ m e para $H_s=14$ m o galgamento era já bastante severo. Os ensaios realizados com a Solução Base, para o nível de +4.0 m (ZH) e para $T_p=20$ s foram os que apresentaram o maior caudal médio galgado (0.18 m³/s/m para $H_s=14.0$ m).

A Tabela 3 resume as principais diferenças entre os ensaios realizados no LNEC e no DHL. Esta tabela mostra que um dos ensaios foi realizado para as mesmas condições de agitação e o mesmo nível de água nos dois laboratórios: o ensaio para a Solução Base e para $T_p=20$ s.

Ensaio	LNEC			DHL			
Escala	1:85			1:78			
Galgamento	durante 3 horas			durante 3 horas			
N. de ondas galgadas	com sonda			contagem visual (só massas de água)			
Volume total	medido			medido			
Alternativas ensaiadas	Nível	GF	T_p		Nível	GF	T_p
Base	+4.0 m (ZH)	0.6-0.7	20s	Base	+4.0 m (ZH)	0.65	20s
Base	0.0 m (ZH)	0.6-0.7	20s	Base com vento	+4.0 m (ZH)	0.60	20s
Base	+4.0 m (ZH)	0.6-0.7	16s	Base	+4.0 m (ZH)	0.69	20s
Base	+4.0 m (ZH)	0.6-0.7	24s	Base	+4.0 m (ZH)	0.39	20s
Alternativas A, A-1 & Base com blocos danificados	+4.0 m (ZH)	0.6-0.7	20,24s	Alternativas I-a, I-b, I-d & I-e com vento	+4.0 m (ZH)	0.60	20s
Material dos blocos do manto	Cimento			Cimento com liga de alumínio			

Tabela 3: Reparação de Emergência: características dos ensaios de galgamento realizados no LNEC e no DHL

Entre Setembro e Novembro de 1983, foram ainda realizados no LNEC (1983b), no mesmo canal e utilizando a mesma escala geométrica de 1:85, ensaios adicionais da Reparação de Emergência e de duas secções transversais alternativas utilizando blocos Robloc na berma de coroamento. As duas alternativas diferiam na cota da berma de coroamento: +19 m (ZH) na Alternativa I e +21 m (ZH) na Alternativa II.

Tal como nos ensaios anteriores, as condições de agitação foram caracterizadas por uma forma espectral entre Pierson-Moskowitz e JONSWAP, desta vez com períodos de pico, T_p , de 20 s e 24 s para a Reparação de Emergência e para a Alternativa I e de 20 s para a Alternativa II. O factor de agrupamento variou entre 0.60 e 0.70. Foram ensaiadas três alturas de onda significativa (9.8 m, 11.9 m e 14.0 m) para o nível de +4.0 m (ZH). Cada ensaio era composto por três testes de 12 horas cada (no protótipo).

O número de ondas que galgava a estrutura e o volume galgado eram medidos utilizando sondas. Adicionalmente, o número de ondas que galgava a estrutura era contado visualmente. Os volumes galgados eram recolhidos num tanque de 30 cm de largura por 106 cm de comprimento. O galgamento iniciou-se para $H_s=9.8$ m e para $H_s=14$ m o galgamento era já bastante severo. No que respeita ao galgamento, as três soluções apresentaram um comportamento semelhante, excepto para $T_p=20$ s, onde o menor galgamento foi obtido para a Alternativa I (máximo caudal médio galgado de 0.11 m³/s/m).

2.2.2 Zona entre os Postos 2 e 1

Para estudar a reabilitação da Zona entre os Postos 2 e 1 do molhe Oeste, o DHL (1982) e o LNEC (1983a) realizaram ensaios em modelo físico que incluíram medições de galgamento.

Os ensaios levados a cabo no DHL (1982) foram realizados entre Abril e Julho de 1982 no mesmo canal e com a mesma escala geométrica de 1:78 que os ensaios realizados para a Reparação de Emergência. A secção transversal próxima do Posto 1 foi escolhida como secção tipo para a Zona entre os Postos 2 e 1, incluindo os fundos médios perpendiculares ao molhe. Os fundos foram reproduzidos em cimento por um declive de 1:60 entre as batimétricas -53 m (ZH) e -45 m (ZH), no pé do talude exterior.

Foram ensaiadas oito secções diferentes (Alternativas 1 a 8), variando desde a reabilitação completa até uma solução quase sem reparação. Foram ainda consideradas três soluções para a Alternativa 8 (solução final). As características do manto eram exactamente iguais às ensaiadas para a Reparação de Emergência.

As condições de agitação simuladas eram similares às anteriormente utilizadas, desta vez com um período de pico de 22 s e $GF=0.9$. O nível de maré utilizado foi de +4.0 m (ZH). Foram realizados nove ensaios com alturas de onda significativa entre 5.0 m e 16.5 m. Os ensaios 1 a 6 corresponderam à acção conjunta de vagas e de ondulação, enquanto que os ensaios 7 a 9 corresponderam apenas a condições de ondulação. Foram realizados ensaios adicionais para as condições finais de projecto: i) $T_p=16$ s, $GF=0.60$ e $GF=0.90$; e ii) $T_p=22$ s, o temporal de projecto, $GF=0.6$ e dois níveis de maré (+1.0m (ZH) e +4.0 m (ZH)).

O volume total galgado foi recolhido durante 3 horas (no protótipo) num tanque localizado imediatamente a sotamar da superestrutura e, em dois ensaios (para o temporal de projecto), as medições foram feitas de forma contínua. A solução final correspondeu à alternativa que, globalmente, apresentou o menor volume galgado (máximo caudal médio galgado de $0.072 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ para $H_s=14.0$ m).

Os ensaios realizados no LNEC (1983a) foram levados a cabo entre Janeiro e Maio de 1983. O principal objectivo destes ensaios era verificar a solução final e a influência dos blocos arredondados ou quebrados do manto na sua estabilidade e no galgamento. Estes ensaios foram realizados no mesmo canal de ondas irregulares e com a mesma escala geométrica de 1:85 que os ensaios da Reparação de Emergência.

Os fundos foram reproduzidos em 500 m e a fundação do molhe estava localizada aproximadamente à batimétrica -41 m (ZH) na secção da superestrutura. Foram ensaiadas diferentes secções transversais do molhe, correspondendo a ajustes no tardo da estrutura, sem influência no galgamento medido.

As condições de agitação eram semelhantes às utilizadas nos ensaios da Reparação de Emergência, com períodos de pico de 16 s, 20 s e 24 s, alturas de onda significativa de 5.6 m, 8.4 m, 11.2 m, 14.0 m e 16.8 m, e valores de GF entre 0.60 e 0.70. Foram ensaiados dois níveis de maré: +1.0 m (ZH) e +4.0 m (ZH). Cada ensaio correspondia a cinco testes com uma duração de 12 horas cada (no protótipo).

O caudal médio galgado foi apresentado de forma quantitativa apenas para os ensaios realizados com +4.0 m (ZH) e $T_p=20$ s. Os resultados mostraram que o galgamento se iniciou para $H_s=8.4$ m e para $H_s=14$ m o galgamento era já bastante severo ($0.51 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$).

2.2.3 Enraizamento

Entre Abril e Julho de 1988, o LNEC (1989) levou a cabo ensaios em modelo físico que incluíram a medição de galgamento, com o objectivo de verificar e otimizar o projecto da secção transversal da reabilitação da secção protegida por Dolos. Estes ensaios foram realizados no mesmo canal de ondas irregulares e com a mesma escala geométrica de 1:85 que os ensaios da Reparação de Emergência e da Zona entre os Postos 2 e 1.

Os fundos foram reproduzidos num comprimento em protótipo de 1300 m entre as batimétricas -54 m (ZH) e -15 m (ZH), no pé do molhe. Foram ensaiadas duas alternativas para os blocos do manto: cubos Antifer de 60 ton e de 40 ton, ambos com uma densidade de $2.6 \text{ ton}/\text{m}^3$.

Foram ensaiados dois níveis de maré de +1.0 m (ZH) e +4.0 m (ZH), com alturas de onda significativa ao largo variáveis entre 8 m e 14 m: um espectro unimodal (de vagas apenas) com $T_p=16$ s e um espectro bimodal (resultante da acção conjunta de vagas e de ondulação) com

um período máximo $T_p=22$ s. Cada ensaio consistia em quatro a cinco testes de valores de H_s crescentes, com uma duração de 12 horas cada (no protótipo).

O volume total galgado foi recolhido durante 80 minutos num tanque de 30 cm de largura por 120 cm de comprimento. Foram filmados os galgamentos verificados nos últimos 20 minutos de cada teste. Os resultados mostraram que a secção com cubos Antifer de 40 ton podia substituir a secção com cubos Antifer de 60 ton, já que o nível de galgamento obtido era semelhante, com o máximo caudal galgado atingindo valores de aproximadamente $0.0039 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ e $0.061 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ para o menor e o maior níveis de maré, respectivamente. A acção conjunta de vagas e de ondulação conduziu a maiores valores de caudal médio galgado que a condição de vagas apenas, com o início do galgamento a dar-se para menores valores de H_s .

3. REABILITAÇÃO FINAL

3.1 Enquadramento

A reactivação do Posto 1 implica a reabilitação prévia das secções do molhe a sul do Posto 2, para melhorar as suas condições de abrigo e a sua operacionalidade. O comportamento satisfatório das soluções construídas, a experiência ganha com os trabalhos de reabilitação levados a cabo entre 1979 e 1992 e o enorme volume de materiais a remover (do molhe existente actualmente e dos destroços do molhe original) e a re-colocar, levou a que fossem propostas soluções e materiais similares aos usados no molhe existente. Estima-se que mais de $400\,000 \text{ m}^3$ de material existente seja re-utilizado, incluindo materiais provenientes da demolição dos destroços da superestrutura, do núcleo e do manto com enrocamento até 120 kN e cubos Antifer de alta densidade de 900 kN e de 1050 kN (35 m^3 cada).

Três das soluções propostas para o perfil-tipo do molhe entre os Postos 2 e 1 foram seleccionadas para serem ensaiadas em modelo físico bidimensional (Figura 7):

- Solução 1 – Consiste num quebra-mar de taludes, com um manto exterior de cubos Antifer de 900 kN, colocados irregularmente em duas camadas ($0.09 \text{ un}/\text{m}^2$) abaixo do ZH e regularmente numa camada ($0.0625 \text{ un}/\text{m}^2$) acima do ZH. O coroamento é composto por uma berma à cota +13.2 m (ZH), não protegida contra o galgamento. Este perfil é semelhante ao existente entre os Postos 2 e 1, servindo assim de termo de comparação com a situação actual. Foi inicialmente proposto ser usado a sul do Posto 1.
- Solução 2 – Este perfil difere do perfil da Solução 1 essencialmente no coroamento, sendo composto por uma berma com 14 m de largura à cota +13.2 m (ZH), encostada a uma superestrutura de betão fundada à cota -5.0 m (ZH), com um túnel incorporado, com plataformas às cotas +13.2 m (ZH) (não protegida contra o galgamento) e +8.0 m (ZH) (protegida contra o galgamento). Este perfil foi proposto ser usado entre os Postos 2 e 1.
- Solução 3 – Este perfil difere do perfil da Solução 1 essencialmente no coroamento, sendo composto por uma berma com 20 m de largura à cota +18.0 m (ZH), encostada a uma superestrutura de betão com deflector de onda, com o coroamento à cota +19.0 m (ZH) e com plataformas às cotas +13.0 m (ZH) e +8.0 m (ZH). Apresenta duas camadas de cubos Antifer de 900 kN acima do ZH, com colocação regular. Este perfil é semelhante ao existente entre os Postos 3 e 2 e foi proposto ser usado só no Posto 1 ou também entre os Postos 2 e 1.

As soluções propostas foram projectadas usando um regime de extremos da agitação marítima baseado em 18 anos de dados da bóia-ondógrafo direccional de Sines. A onda de projecto correspondente a um período de retorno de 100 anos (com um intervalo de confiança de 99%) foi definida por $H_{sd}=12$ m (ver Tabela 1) com períodos de pico até 20 s. Note-se que o regime de extremos usado para os trabalhos de reabilitação realizados entre 1989 e 1992 conduziu ao valor de $H_{sd}=14$ m para o mesmo período de retorno (Tabela 1), tendo sido baseado em 25 anos de previsões de um modelo *hindcast* (DHL, 1981a), quando ainda não havia dados suficientes da bóia-ondógrafo. Note-se que as diferenças entre os valores das várias alturas de onda de projecto apresentadas na Tabela 1 se devem essencialmente às diferenças nos dados de base usados na definição dos respectivos regimes de extremos.

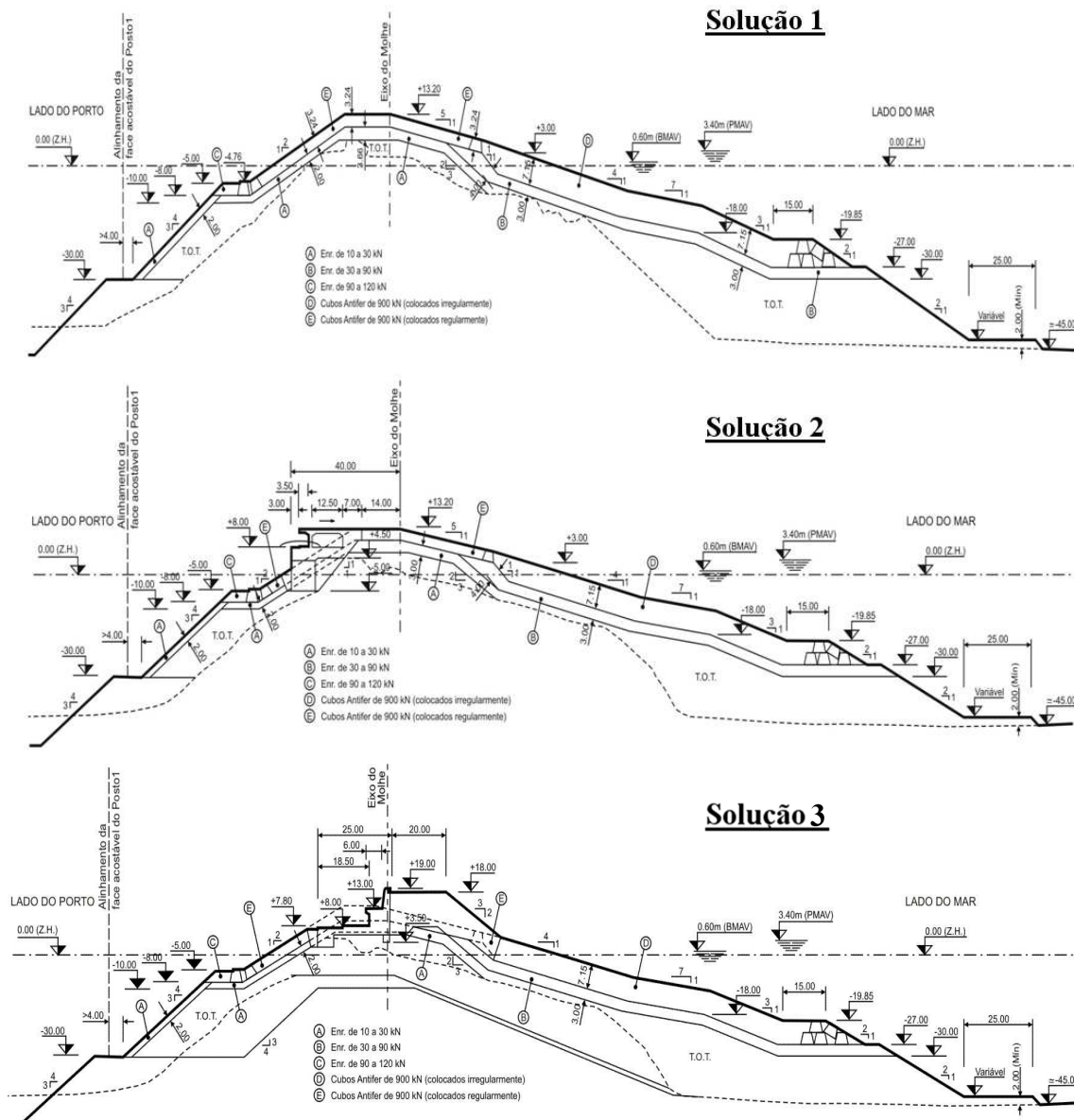


Figura 7: Perfis propostos para a reabilitação final do molhe Oeste do Porto de Sines: Soluções 1, 2 e 3

3.2 Modelação Física

Para verificar a eficácia dos três perfis-tipo propostos no que respeita à estabilidade e aos galgamentos, foram realizados no LNEC ensaios em modelo físico bidimensional, num canal de ondas irregulares do Pavilhão de Hidráulica Marítima do LNEC, com cerca de 73 m de comprimento, 3 m de largura e uma profundidade útil de 2 m. O canal é dotado de um batedor de pistão com um sistema de absorção activa da reflexão, AWASYS, desenvolvido pela Universidade de Gent (Troch, 2005).

Os modelos foram construídos e explorados de acordo com a lei de semelhança de Froude, tendo sido utilizada a escala geométrica de 1:60. A porosidade, n , das duas camadas de cubos Antifer colocados irregularmente era de 47% e da camada de cubos colocados regularmente era de 37%. O tamanho nominal dos blocos no modelo era de 54.5 mm, determinado através da raiz cúbica do seu volume (35 m^3 no protótipo). A porosidade dos mantos de enrocamento era de aproximadamente 43%.

Os ensaios foram realizados para dois níveis de maré: 0.0 m (ZH) e +4.0 m (ZH), originando no

modelo profundidades, d_s , no pé das estruturas de 0.75 m e 0.82 m, respectivamente (Figura 8). Os fundos em frente ao local de implantação das estruturas (aproximadamente -45.0 m (ZH) no pé da estrutura) foram reproduzidos por intermédio de rampas de inclinação constante até à batimétrica -55.0 m (ZH), à qual correspondem profundidades, h , em frente ao bater de 0.92 m e 0.99 m, para os dois níveis de maré ensaiados.

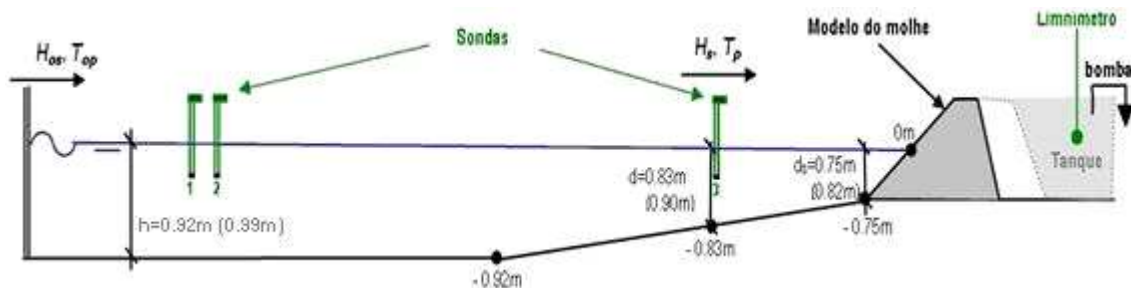


Figura 8: Representação esquemática do canal dos ensaios, do modelo do molhe e da localização do equipamento de medição utilizado

Para a medição da superfície livre, o canal estava equipado com três sondas de condutância (Figura 8). Duas sondas fixas (sondas 1 e 2), necessárias ao funcionamento do sistema de absorção activa da reflexão, foram colocadas próximas do bater e a terceira sonda (sonda 3) foi colocada em frente à estrutura (Figura 8), a uma profundidade, d , de 0.83 m e 0.90 m para os dois níveis de maré ensaiados (correspondente à batimétrica -50.0 m (ZH) no protótipo).

Para determinar os valores médios de volumes galgados por metro linear de estrutura, q_{MF} , foi colocado um tanque de recolha de água a jusante da obra (Figura 8) e a água era direccionada para o tanque através de uma rampa de 0.50 m de largura (Figura 9). Dentro do tanque instalaram-se uma bomba e um limnómetro, ligados a um computador que monitorizava e registava a variação de nível em cada ensaio. Quando um nível máximo de água pré-estabelecido era atingido no tanque, a bomba era activada por um período fixo de tempo. O volume de água bombada foi determinado com base na curva de calibração da bomba. A medição da variação do nível de água no tanque durante um ensaio juntamente com a curva de calibração da bomba permitiam determinar os valores médios de volumes galgados por metro linear de estrutura.

Os sinais provenientes das sondas e do limnómetro foram adquiridos à taxa de 40 Hz e guardados em forma digital num ficheiro que continha informação simultânea de todos os instrumentos.

Os ensaios foram realizados para diferentes condições de agitação incidente irregular, com uma configuração espectral empírica de JONSWAP ($\gamma=3.3$), períodos de pico do espectro ao largo (em frente ao bater), T_{op} , entre 10 s e 20 s e alturas de onda significativa ao largo, H_{0s} , entre 4 m e 14 m, aproximadamente, valores estes referidos ao protótipo. O programa de ensaios foi definido pela CONSULMAR, e consistia numa sequência de ensaios, cada um com valores pré-definidos de T_{op} e H_{0s} para cada nível de maré. Os ensaios tiveram uma duração que variou entre 1380 s e 2760 s (1000 ondas aproximadamente).

Os resultados dos ensaios de galgamento encontram-se descritos detalhadamente em LNEC (2008). Na Tabela 4 apresentam-se os valores dos caudais médios galgados por metro linear de estrutura, q_{MF} , para os 24 ensaios realizados para as Soluções 1, 2 e 3. Neste quadro, os valores apresentados correspondem a valores do protótipo, onde as características da agitação, T_p e H_s , representam valores medidos na sonda 3, colocada em frente à estrutura, à profundidade d (Figura 8). Uma vez que a estrutura se situa em águas profundas (aproximadamente -45.0 m (ZH) no pé da estrutura), as diferenças entre a agitação medida na sonda 1 e na sonda 3 foram muito pequenas.



Figura 9: Galgamento observado durante os ensaios em modelo físico das soluções propostas para reabilitação final do molhe Oeste

Ensaio	d (m)	T _p (s)	H _s (m)	q _{MF} (10 ⁻³ m ³ /s/m)		
				Solução 1	Solução 2	Solução 3
1		10	4	0.0	0.0	0.0
2		10	6	0.0	0.0	0.0
3		12	8	0.0	0.0	0.0
4		14	9	0.0	0.0	0.0
5		16	10	4.1	5.1	0.0
6	50.0	18	11	15.6	18.6	1.1
7		18	11.5	21.8	24.8	1.8
8		12	12	1.8	2.1	0.2
9		16	12	14.0	15.0	0.3
10		20	12	32.8	60.3	4.8
11		20	13	142.4	160.3	13.5
12		20	14	167.2	196.7	35.3
13		10	4	0.0	0.0	0.0
14		10	6	0.0	0.0	0.0
15		12	8	0.0	0.0	0.0
16		14	9	5.1	6.4	0.6
17		16	10	35.3	43.1	2.7
18	54.0	18	11	122.1	145.6	14.1
19		18	11.5	213.0	248.0	44.2
20		12	12	8.4	9.6	0.6
21		16	12	144.0	160.2	33.3
22		20	12	319.6	347.4	75.2
23		20	13	607.9	646.8	138.6
24		20	14	896.0	933.5	246.8

Tabela 4: Caudais médios de galgamento por metro linear de estrutura obtidos no modelo físico, q_{MF}, para as Soluções 1 a 3 (valores de protótipo)

A tabela mostra que, tal como seria de esperar, a Solução 3 apresentou galgamentos bastante inferiores às Soluções 1 e 2, em virtude da sua cota de coroamento ser superior à dos restantes dois perfis. Apesar de as Soluções 1 e 2 mostrarem um comportamento semelhante, a Solução 1 apresentou caudais médios ligeiramente inferiores à Solução 2, por possuir uma maior largura da parte permeável da berma de coroamento e não ter uma superestrutura impermeável no tardoz.

Os galgamentos medidos foram comparados com os valores definidos pelo projectista (CONSULMAR) como aceitáveis e apropriados para as soluções propostas, segundo as recomendações actuais (USACE, 2006; Pullen *et al.*, 2007): 0.0005 a 0.001 m³/s/m (na escala do protótipo). Apesar de alguns dos galgamentos medidos excederem aqueles valores, as três soluções propostas, por um lado, revelaram-se estáveis para todas as condições ensaiadas e,

por outro, são semelhantes às secções transversais do molhe actual. Em consequência, a decisão final sobre qual a solução a adoptar foi essencialmente tomada tendo em atenção comparações efectuadas entre os resultados acima apresentados e os provenientes dos estudos anteriores em modelo físico, a experiência diária do comportamento do molhe existente e, por último, aspectos económicos e de risco. Assim sendo, foi escolhida para projecto de execução a Solução 3 que é semelhante à secção existente entre os Postos 3 e 2. Por outro lado, a Solução 2 foi abandonada e uma secção transversal semelhante à proposta na Solução 1 foi reservada para futuros ensaios tridimensionais de estabilidade e galgamento da secção a sul do Posto 1.

Apesar de não terem sido efectuadas medições directas de agitação no tardo do molhe, a interpretação dos volumes de água galgados e a observação visual dos galgamentos (alcance das lâminas de água avaliado através de quadrícula pintada nos vidros laterais do canal de ensaios) permitiram analisar o efeito da sua redução no abrigo do plano de água interior, mostrando haver uma melhoria (comparando as Soluções 3 e 1), apesar de não ser significativa. Embora os ensaios realizados não reproduzissem as condições locais de vento, há a salientar o facto de, em qualquer um dos perfis ensaiados, os galgamentos se processarem na forma de lâminas de água perfeitamente aderentes ao coroamento das estruturas, não tendo, por isso, grande alcance no lado interior. Em particular, os caixotões do Posto 1 foram atingidos nas suas secções mais baixas, próximas do nível de água, apenas pelas ondas de maior altura. Ou seja, o galgamento não foi considerado como o factor crítico para as condições de abrigo na bacia do porto.

Foram efectuadas avaliações de risco para as fases de construção, de exploração e de manutenção/reparação. As avaliações de risco para as primeira e terceira fases citadas rapidamente conduziram a uma opção conceptual de realizar a construção essencialmente a partir de terra. Esta opção teve como objectivos melhorar a acessibilidade, a segurança e o tempo útil de trabalho, quer dos equipamentos, quer do pessoal do empreiteiro, dentro de determinados níveis de exposição à agitação marítima, aumentando desta maneira a qualidade da construção no período previsto para a duração dos trabalhos. A Solução 3 foi aquela que melhor conseguiu atingir os objectivos atrás expostos. No que diz respeito à vida útil da obra, a importância do investimento estimado e do retorno expectável obrigava a que o Posto 1 não estivesse acessível e operacional apenas durante pequenos períodos de tempo em circunstâncias de galgamentos extremos. Todos os estudos mostraram que a diferença entre o custo estimado para implementar a Solução 3 em vez da Solução 2 era insignificante quando comparada com o investimento global, ao passo que as diferenças na quantidade de galgamento verificado nas duas soluções eram extremamente significativas. Na escolha da Solução 3 acabou por ser determinante o facto de se estar a utilizar uma solução semelhante à já existente entre os Postos 3 e 2, cujo desempenho e condições de utilização são bem conhecidos de todos os utilizadores do molhe.

3.3 Outras Metodologias

Os dados de galgamento provenientes da modelação física realizada no LNEC para as Soluções 1 a 3 e para os doze ensaios apresentados a negrito na Tabela 4 foram também utilizados para verificar a aplicabilidade das metodologias recomendadas por Pullen *et al.* (2007) para estimar os caudais médios de galgamento para uma estrutura como a do molhe Oeste do Porto de Sines: uma metodologia baseada na análise de redes neuronais (NN_OVERTOPPING) e uma metodologia baseada em fórmulas empíricas. Estas metodologias e as ferramentas computacionais correspondentes foram desenvolvidas no âmbito do projecto Europeu CLASH e encontram-se disponíveis on-line (http://www.overtopping-manual.com/calculation_tool.html).

Para aplicar as metodologias recomendadas por Pullen *et al.* (2007), cada uma das três soluções tem de ser representada pelas configurações de estruturas mencionadas em Coeveld *et al.* (2005) e Pullen *et al.* (2007). Contudo, como estas soluções não são exactamente iguais às configurações de estruturas disponíveis, foram testadas diferentes representações tal como se apresenta seguidamente:

- Soluções 1 & 2:
 - Representações 1A e 2A: quebra-mar de taludes com uma berma à cota -19.85 m (ZH);

- Representações 1B e 2B: quebra-mar de taludes com uma banquetta de pé de talude à -19.85 m (ZH) (sem berma);
- Representações 1C e 2C: quebra-mar de taludes com uma berma à cota -7.0 m (ZH), de largura zero, e uma banquetta de pé de talude à -19.85 m (ZH);
- Solução 3:
 - Representação 3A: quebra-mar de taludes com uma berma à cota -19.85 m (ZH) e uma superestrutura com muro-cortina;
 - Representação 3B: quebra-mar de taludes com uma superestrutura com muro-cortina e uma banquetta de pé de talude à -19.85 m (ZH) (sem berma);
 - Representação 3C: quebra-mar de taludes com uma superestrutura com muro-cortina, uma berma à cota -7.0 m (ZH), de largura zero, e uma banquetta de pé de talude à -19.85 m (ZH).

Para além destas metodologias, existe actualmente no LNEC um modelo numérico baseado nas equações não lineares de águas pouco profundas, o modelo AMAZON (Hu, 2000; Reis *et al.*, 2008, 2009a,b), suficientemente rápido para poder ser utilizado em projecto. Assim, os dados provenientes da modelação física do galgamento para as Soluções 1 e 2 foram também utilizados para verificar a aplicabilidade do AMAZON a estruturas marítimas porosas, uma vez que só recentemente é que o modelo permite simular explicitamente o escoamento em meios porosos. O AMAZON não foi aplicado à Solução 3 pois não permite modelar a parte deflectora de um muro-cortina, por fazer integração na profundidade. Hu (2000) apresenta uma descrição pormenorizada do modelo e das suas equações. Reis & Neves (2010) descrevem detalhadamente a análise de sensibilidade feita aos parâmetros do modelo, a sua calibração e aplicação para determinação dos caudais médios de galgamento para as Soluções 1 e 2, q_{AM} , para os doze ensaios apresentados a negrito na Tabela 4. Nesta comunicação, apresentam-se apenas os resultados finais.

A Tabela 5 resume as metodologias de cálculo do galgamento aplicadas a cada uma das soluções ensaiadas e as representações estruturais adoptadas para as metodologias recomendadas por Pullen *et al.* (2007).

Solução	METODOLOGIAS DE CÁLCULO DO GALGAMENTO			
	Metodologias Recomendadas por Pullen <i>et al.</i> (2007)			Modelo Numérico AMAZON
	Representação Estrutural	NN_OVERTOPPING	Fórmulas Empíricas	
1	1A	√	---	√
	1B	√	---	
	1C	√	---	
2	2A	√	---	√
	2B	√	---	
	2C	√	---	
3	3A	√	---	---
	3B	√	√	
	3C	√	√	

Tabela 5: Metodologias de cálculo do galgamento aplicadas às Soluções 1 a 3 e representações estruturais adoptadas para as metodologias recomendadas por Pullen *et al.* (2007)

Um dos parâmetros mais importantes na determinação do galgamento através das metodologias recomendadas por Pullen *et al.* (2007) é o coeficiente de redução do galgamento devido à rugosidade/permeabilidade da estrutura, γ_f . A literatura (e.g. Coeveld *et al.*, 2005;

Pullen *et al.*, 2007) sugere valores para γ_f de 0.47 ou 0.5 para cubos Antifer, mas estes valores baseiam-se em ensaios em modelo físico reduzido realizados para estruturas com duas camadas de cubos Antifer, colocados de forma desarrumada num talude a 1:1.5 (Pearson *et al.*, 2004). No molhe Oeste de Sines, os cubos Antifer apresentam uma colocação arrumada na parte superior do talude exterior e na berma de coroamento (Figura 10), o que aumenta consideravelmente o espraio e o galgamento. Assim, realizou-se uma análise de sensibilidade ao coeficiente γ_f , quer para a NN_OVERTOPPING, quer para as fórmulas empíricas, considerando valores entre 0.5 e 0.8 para as diferentes partes do talude do molhe.



Figura 10: Molhe Oeste de Sines: pormenor do modo de colocação dos blocos Antifer na parte superior do talude exterior e na berma de coroamento

Os caudais médios de galgamento obtidos com a ferramenta NN_OVERTOPPING (NN), q_{NN} , para as Soluções 1 a 3 utilizando as representações apresentadas na Tabela 5 (A, B e C) mostraram que, para cada solução, as diferenças entre as previsões da NN para as três representações eram muito menos importantes do que as diferenças devidas à utilização de diferentes valores de γ_f , mostrando que, tal como esperado, γ_f tem uma influência muito grande nos resultados. A mesma conclusão foi obtida com a aplicação das fórmulas empíricas à Solução 3. Consequentemente, as previsões da NN e das fórmulas empíricas para os doze ensaios considerados foram efectuadas utilizando a representação B e o método apresentado por Pullen *et al.* (2007) para combinar o efeito de secções do talude do molhe com diferentes rugosidades/permeabilidades, de maneira a possibilitar uma estimativa simples do coeficiente de redução do galgamento devido à rugosidade/permeabilidade da estrutura, γ_f , que varia com as condições de ensaio consideradas. Os valores combinados de γ_f obtidos com o método de Pullen *et al.* (2007) variaram entre 0.51 e 0.70, aproximadamente.

Na Figura 11 apresentam-se os valores dos caudais médios de galgamento por metro linear de estrutura obtidos pelas três metodologias de cálculo utilizadas, q_{Cal} , e a sua comparação com os valores medidos nos ensaios em modelo físico, q_{MF} .

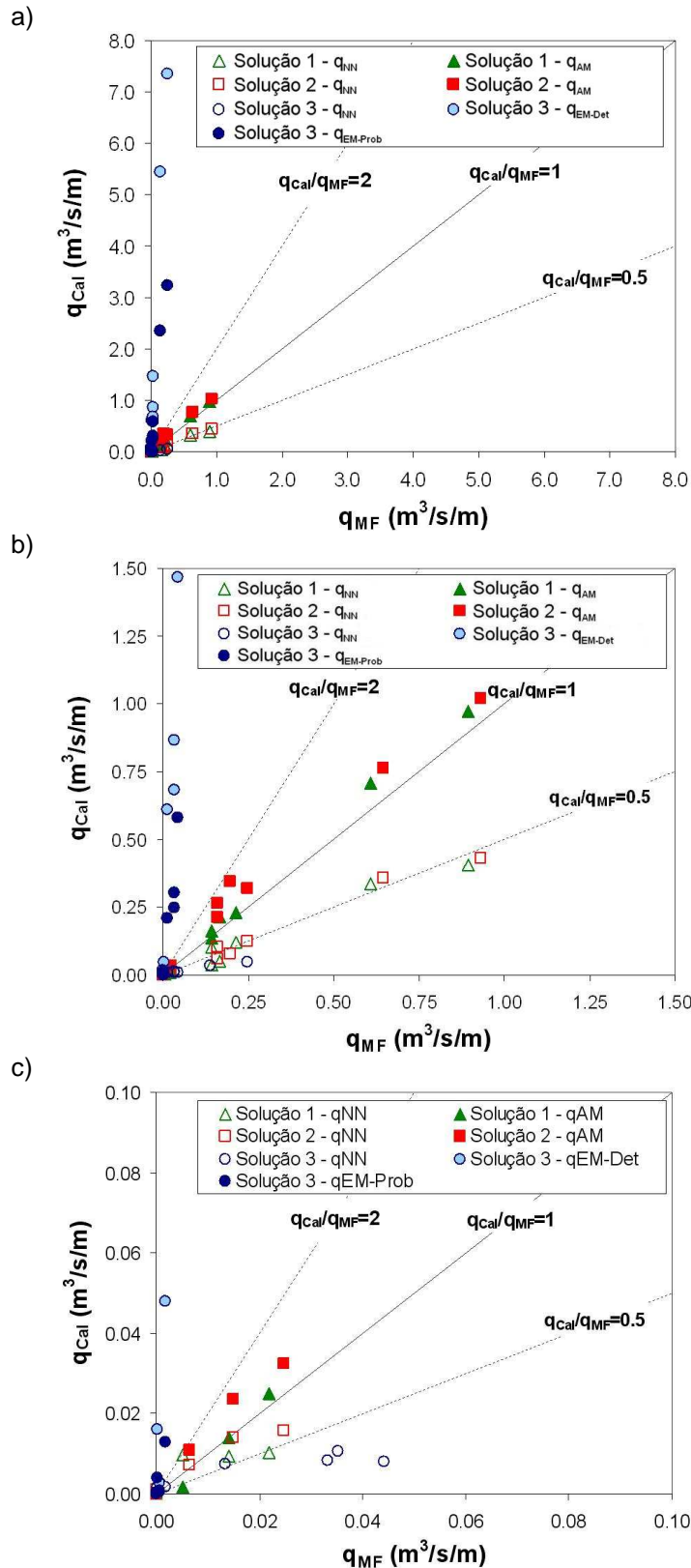


Figura 11: Comparação entre os caudais médios de galgamento obtidos pelas três metodologias de cálculo utilizadas, q_{cal} (q_{NN} , q_{EM-Det} , $q_{EM-Prob}$, q_{AM}) para as Soluções 1 a 3 e sua comparação com os valores medidos nos ensaios em modelo físico, q_{MF} (todos apresentados em valores do protótipo): a) todos os resultados; b) valores inferiores a $1.5 m^3/s/m$; e c) valores inferiores a $0.1 m^3/s/m$

Os resultados determinados através da aplicação da NN_OVERTOPPING às Soluções 1 a 3 utilizando a representação B mostram que a NN tende a subestimar os caudais médios de galgamento, especialmente para a Solução 3. Apesar de não se mostrarem nesta comunicação os intervalos de confiança obtidos com a NN, verificou-se que os resultados do modelo físico para as três soluções se encontram dentro destes intervalos, os quais são bastante maiores para as Soluções 1 e 2 do que para a Solução 3, independentemente das condições de ensaio consideradas. Os intervalos de confiança são muito úteis por permitir ao utilizador da NN saber que fiabilidade têm os valores de q_{NN} obtidos. Note-se que para $10^{-6} < q_{NN} < 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, as estimativas da NN são menos fiáveis, sendo apenas indicativas (Coeveld *et al.*, 2005).

Os resultados obtidos com as fórmulas empíricas para a Solução 3 previram por excesso os caudais medidos no modelo físico, tanto para cálculos probabilísticos, $q_{EM-Prob}$, como para determinísticos, q_{EM-Det} , apesar de, tal como esperado, esta previsão por excesso ser mais evidente nestes últimos. Tal como referido em Pullen *et al.* (2007), para comparação com medições efectuadas ou para prever medições em laboratório (ou no protótipo), devem ser utilizados cálculos probabilísticos, enquanto que para dimensionamento determinístico de novas estruturas ou para verificação da segurança de estruturas já existentes, devem ser utilizados resultados determinísticos.

Os resultados do modelo numérico AMAZON, q_{AM} , para as Soluções 1 e 2 apresentam uma tendência similar à mostrada no modelo físico, ou seja, para cada um dos 12 ensaios considerados, q_{AM} para a Solução 2 é sempre maior do que para a Solução 1. Para além disso, verifica-se que a maioria dos resultados estão dentro da gama $0.5 \leq q_{AM}/q_{MF} \leq 2$, evidenciando uma boa concordância entre os resultados do AMAZON e os dados do modelo físico, apesar do AMAZON revelar uma tendência ligeira para prever por excesso os galgamentos medidos, especialmente na Solução 2. Note-se que os resultados do AMAZON foram obtidos à escala do modelo, utilizando a equação de Darcy para simular o escoamento nos meios porosos da estruturas, para $IP=0.125 \text{ m/s}$ e $n=0.4$, sendo IP a velocidade máxima que o escoamento de água pode ter durante a transferência entre a camada porosa e a camada superficial e sendo n a porosidade da camada porosa.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta comunicação apresenta uma perspectiva histórica do projecto, construção, colapso e reabilitação do molhe Oeste do Porto de Sines, bem como dos estudos de galgamento em modelo físico efectuados para avaliar a eficácia das diferentes soluções propostas ao longo dos anos para a sua reabilitação.

Adicionalmente, a comunicação descreve a reabilitação final a realizar no molhe, que tem como objectivo principal reactivar o Posto 1, mas também melhorar as condições de abrigo e a operacionalidade do porto. Apresenta as três soluções propostas para a sua reabilitação e ainda a descrição dos ensaios de estabilidade e galgamento em modelo físico bidimensional, efectuados em 2008 no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, para avaliar a eficácia das três soluções. A Solução 3 apresentou caudais médios de galgamento significativamente mais pequenos do que os medidos para as Soluções 1 e 2 (que apresentaram valores semelhantes). Todas as soluções mostraram ser estáveis para as condições de projecto. A Solução 3 acabou por ser a solução seleccionada para o projecto de execução, tendo em atenção as comparações efectuadas entre os resultados obtidos em 2008 e os provenientes de estudos anteriores em modelo físico, a experiência diária do comportamento do molhe existente e, por último, aspectos económicos e de risco. Irá proteger e servir de suporte ao acesso ao Posto 1 e à passagem das condutas de petróleo deste posto.

Esta comunicação também ilustra a aplicação das metodologias recomendadas pelo actual manual de galgamentos (redes neuronais e fórmulas empíricas) e a aplicação da nova versão do modelo numérico não linear de águas pouco profundas, AMAZON. A ferramenta NN_OVERTOPPING, baseada na análise de redes neuronais, é a única metodologia aplicável às três soluções propostas. Existe uma boa concordância entre os dados do modelo físico e os resultados do AMAZON, apesar de este modelo mostrar uma tendência para sobrestimar os caudais médios de galgamento. A NN_OVERTOPPING não apresenta uma concordância tão



nítida com os resultados do modelo físico, para além de mostrar uma tendência para a subestimação dos caudais. As fórmulas empíricas sobrestimam significativamente os caudais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Administração do Porto de Sines, S.A. (APS) a permissão dada para a publicação de alguns resultados dos ensaios em modelo físico reduzido das soluções propostas para a reabilitação final do molhe Oeste do Porto de Sines, realizados no LNEC. Agradecem ainda ao Dr. Jentsje Van der Meer (Van der Meer Consulting B.V., Holanda) as suas sugestões na aplicação da ferramenta NN_OVERTOPPING.

REFERÊNCIAS

Abecasis, F.; Pita, C. (1993). Evaluations and Revisions of the Design. Seminar on Port of Sines West Breakwater, Sines, Setembro 17-18.

Anon. (1979). Sines: Who is to blame? New Civil Engineer International, Londres, Junho.

Coeveld, E.M.; Van Gent, M.R.A.; Pozueta, B. (2005). Neural Network. Manual NN_OVERTOPPING 2. CLASH WP8, WL | Delft Hydraulics, Delft, The Netherlands Junho.

CONSULMAR (2006). Reconstrução e Activação do Posto 1 do Molhe Oeste do Porto de Sines. Estudo Prévio. Lisboa, Abril.

CONSULMAR (2008). Reconstrução e Activação do Posto 1 do Porto de Sines. Reabilitação do Molhe Oeste. Projecto de Execução. Lisboa, Dezembro.

DHL (1981a). Port of Sines. Wave Climate and Refraction Study. Part 1: Report on Computations and Model Studies. Delft Hydraulics Laboratory, Novembro.

DHL (1981b). West Breakwater. Stability and Overtopping of Emergency Repair. Part 3, Annex 2. Two Dimensional Tests, Wind-Wave Flume. Delft Hydraulics Laboratory, M1790, Novembro.

DHL (1981c). West Breakwater. Stability and Overtopping of Emergency Repair. Part 3, Annex 3. Two Dimensional Tests, Delta flume. Delft Hydraulics Laboratory, M1791, Novembro.

DHL (1982). West Breakwater. Stability and Overtopping of Final Repair. Part 6, Annex 3. Two Dimensional Tests on Outer Portion, Wind-Wave Flume. Delft Hydraulics Laboratory, M1790, Novembro.

DHL (1986). West Breakwater. Stability Outer Portion and Transition Head. Wind-Wave Flume. Delft Hydraulics Laboratory, M1792-02, Março.

DHL (1987). West Breakwater. Stability and Overtopping Dolosse Transition Zone, Outer Portion and Head Transition Zone. Part 6. Two and Three Dimensional Tests. Delft Hydraulics Laboratory, M1790, M1792, M1792-02, Janeiro.

Dinis, M.D.C.; Toppler, J.F. (1993). Brief History of the Port of Sines and General Presentation of West Breakwater. Seminar on Port of Sines West Breakwater, Sines, Setembro 17-18.

Hu, K. (2000). High-Resolution Finite Volume Methods for Hydraulic Flow Modelling. PhD Thesis, Centre for Mathematical Modelling and Flow Analysis, Manchester Metropolitan University, UK.

Ligteringen, H.; Silveira Ramos, F.; Van der Meer, J.W.; Rita, M. (1993a). West Breakwater Sines. Definitive Rehabilitation, General Concept. Seminar on Port of Sines West Breakwater, Sines, Setembro 17-18.

Ligteringen, H.; Van der Meer, J.W.; Rita, M. (1993b). Sines West Breakwater. Emergency Repair, Hydraulic Studies. Seminar on Port of Sines West Breakwater, Sines, Setembro 17-18.

LNEC (1979). Molhe Oeste do Porto de Sines. Ensaio Hidráulico de Dois Perfis de Reconstrução Provisória com Manto de Protecção Constituído por Blocos Cúbicos Tipo "Antifer" de 90 Toneladas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Agosto.



LNEC (1980). Molhe Oeste do Porto de Sines. Observação dos Ensaios de Estabilidade Tridimensionais Realizados no National Research Council, Canadá. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Agosto.

LNEC (1981). Hydraulic Tests of Sines West Breakwater. Stability and Overtopping of Emergency Repair. Final Report. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dezembro.

LNEC (1983a). Hydraulic Tests of Sines West Breakwater. Stability and Overtopping of Final Repair. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Junho.

LNEC (1983b). Hydraulic Tests of Sines West Breakwater. Additional Tests of Emergency Repair. Stability and Overtopping. Final Report. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Novembro.

LNEC (1989). Rehabilitation of Sines West Breakwater. Hydraulic Tests - Stability and Overtopping. Section Between the Shore and the Emergency Repair. Final Report. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Fevereiro.

LNEC (2008). Ensaios em Modelo Reduzido da Reconstrução do Molhe Oeste do Porto de Sines. Report 141/2008-NPE, LNEC, Lisboa, Março.

Pearson, J.; Bruce, T.; Franco, L.; Van der Meer, J.; Falzacappa, M.; Molino, R. (2004). D24 Report on Additional Tests. Part B. CLASH, University of Edinburgh, Outubro.

Port Sines Investigating Panel (1982). Failure of the Breakwater at Port Sines, Portugal. American Society of Civil Engineers, New York.

Pullen, T.; Allsop, N.W.H.; Bruce, T.; Kortenhaus, A.; Schuttrumpf, H.; Van der Meer, J.W. (2007). EurOtop: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. Environment Agency, UK, Expertise Netwerk Waterkeren, NL, and Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, DE, Agosto.

Reis, M.T.; Hu, K.; Neves, M.G.; Hedges, T.S. (2008). Numerical modelling of breakwater overtopping using a NLSW equation model with a porous layer. Proc. 31st (ICCE), Hamburg, Germany, August 31 to September 5, World Scientific, pp. 3097-3109.

Reis, M.T.; Neves, M.G. (2010). Estudo do galgamento de estruturas marítimas utilizando um modelo numérico baseado na teoria da onda em condições de água pouco profunda. Revista de Gestão Costeira Integrada, Vol. 10(4), pp. 397-417.

Reis, M.T.; Neves, M.G.; Hu, K. (2009a). Wave overtopping of a porous structure: numerical and physical modeling. Journal of Coastal Research, SI 56, pp. 539-543.

Reis, M.T.; Neves, M.G.; Hu, K.; Lopes, M.R.; Silva, L.G. (2009b). Final rehabilitation of Sines west breakwater: physical and numerical modelling of overtopping. Proc. 9th Coasts, Marine Structures and Breakwaters: Adapting to Change, September 16 to 18, Edinburg, W. Allsop (Ed.), Thomas Telford, Londres, Vol. 2, pp. 636-647; Discussão: pp. 671-672.

Troch, P. (2005). User Manual: Active Wave Absorption System, Gent University, Department of Civil Engineering, Dinamarca.

USACE (2006). Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (6 volumes).

Zwamborn, J.A. (1979). "Analysis of causes of damage to Sines breakwater. Proc. Coastal Structures 79, Alexandria, Virginia, March, Vol. 1, ASCE.