



PORTOS DOS AÇORES, S.A.

**AJUSTE DIRETO PARA ADJUDICAÇÃO DA EMPREITADA
DE REPARAÇÃO DO MOLHE DO PORTO DAS LAJES DO PICO,
NO ÂMBITO DOS PREJUÍZOS DECORRENTES DO
FURACÃO LORENZO**

PEÇAS DO PROCEDIMENTO

VOLUME 3 – PROJECTO DE EXECUÇÃO

TOMO II – OBRAS DA FASE 2

PARTE A – MEMÓRIA DESCRITIVA

OUTUBRO, 2020



CONSULMAR

Projectistas e Consultores, Lda.

**AJUSTE DIRETO PARA ADJUDICAÇÃO DA EMPREITADA
DE REPARAÇÃO DO MOLHE DO PORTO DAS LAJES DO PICO,
NO ÂMBITO DOS PREJUÍZOS DECORRENTES DO
FURACÃO LORENZO
(O.1761.00)**

PEÇAS DO PROCEDIMENTO

VOLUME 3 – PROJETO DE EXECUÇÃO

TOMO II – OBRAS DA FASE 2

PARTE A – MEMÓRIA DESCRITIVA

CONTROLO

VERSÃO INICIAL

Data do documento	Autor (sigla)	Responsável pela revisão (sigla)	Responsável pela verificação e aprovação (sigla)
Agosto, 2020	CMA / FBM	CMA	CMA

ALTERAÇÕES

Versão n.º	Data	Responsável pela alteração (sigla)	Responsável pela revisão (sigla)	Responsável pela verificação e aprovação (sigla)	Observações
A	09/2020	CMA		CMA	Ponte-cais, passadiços flutuantes
B	10/2020	CMA		CMA	Reorganização do Projecto por fases

**AJUSTE DIRETO PARA ADJUDICAÇÃO DA EMPREITADA
DE REPARAÇÃO DO MOLHE DO PORTO DAS LAJES DO PICO,
NO ÂMBITO DOS PREJUÍZOS DECORRENTES DO
FURACÃO LORENZO**

PEÇAS DO PROCEDIMENTO

ÍNDICE GERAL

VOLUME 1 – CONVITE

VOLUME 2 – CADERNO DE ENCARGOS

- PARTE I – CLÁUSULAS GERAIS**
- PARTE II – CLÁUSULAS ESPECIAIS**

VOLUME 3 – PROJETO DE EXECUÇÃO

- TOMO I – OBRA DA FASE 1**
 - PARTE A – MEMÓRIA DESCRITIVA**
 - PARTE B – PEÇAS DESENHADAS**

- TOMO II – OBRAS DA FASE 2**
 - PARTE A – MEMÓRIA DESCRITIVA**
 - PARTE B – PEÇAS DESENHADAS**

TOMO III – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

VOLUME 4 – MAPA DE MEDIÇÕES E DE QUANTIDADES DE TRABALHO

**VOLUME 5 – PLANO DE PREVENÇÃO E GESTÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E
DEMOLIÇÃO**

VOLUME 6 – SEGURANÇA E SAÚDE

- TOMO I – PLANO DE SEGURANÇA E SAÚDE EM PROJETO**

- TOMO II – COMPILAÇÃO TÉCNICA**

ÍNDICE DO TEXTO

1 - INTRODUÇÃO	1
2 - CONDIÇÕES NATURAIS LOCAIS	2
2.1 - Topo-hidrografia e natureza dos fundos	2
2.2 - Níveis de água.....	2
2.2.1 - Maré astronómica	2
2.3 - Ventos	3
2.3.1 - Estação Meteorológica da Horta.....	3
2.4 - Agitação marítima.....	5
3 - BREVE CARACTERIZAÇÃO DA SITUAÇÃO ACTUAL	11
3.1 - A inundação da vila das Lajes	11
3.2 - O furacão Lorenzo	11
4 - BASES DE DIMENSIONAMENTO	15
4.1 - Características técnicas dos materiais.....	15
4.1.1 - Pesos específicos	15
4.1.2 - �ngulos de atrito interno	15
4.1.3 - �ngulos de atrito entre superfícies verticais.....	15
4.1.4 - �ngulos de atrito entre superfícies horizontais.....	16
4.1.5 - Tipo, classe e qualidade dos betões	16
4.1.6 - A�o	16
4.2 - Elementos sobre marés	16
4.3 - Ações	17
4.3.1 - Ações permanentes.....	17
4.3.2 - Ações variáveis.....	17
4.4 - Dimensionamento do quebra-mar.....	18
4.5 - Verificação da segurança das obras acostáveis	18
4.5.1 - Combinação de acções	18
4.5.2 - Tensões, coeficientes, excentricidades da resultante da carga nas fundac��es.....	18
4.5.3 - Método de cálculo.....	19
5 - CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	21
5.1 - Prolongamento do quebra-mar	21
5.2 - Novo cais.....	21
6 - DESCRIÇÃO DAS INTERVENÇÕES	23
6.1 - Prolongamento do quebra-mar	23
6.2 - Arranjo geral das obras interiores	24
6.3 - Novo cais.....	25

6.4 - Ampliação do terrapleno	27
6.4.1 - Protecção frontal.....	27
6.4.2 - Aterro e pavimento	28
6.4.3 - Infra-estruturas para abastecimento de combustíveis	30
6.5 - Protecção marginal.....	32
6.6 - Dragagem da bacia interior.....	33
6.7 - Nova ponte-cais de estacionamento	33
6.8 - Substituição de passadiços existentes.....	35
 7 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS INDICATIVOS	 36
7.1 - Prolongamento do Quebra-mar	36
7.2 - Obra interiores.....	37

**ANEXO – RESULTADOS DE VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CAIS
(PROGRAMA GEO5)**

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Rosa dos ventos anuais de frequências e velocidades	4
Figura 2 – Rosa dos ventos sazonais de frequências e velocidades de Outubro a Março	4
Figura 3 – Rosa dos ventos sazonais de frequências e velocidades de Abril a Setembro	5
Figura 4 – Distribuição da direcção e altura da agitação ao largo	6
Figura 5 – – Distribuição da direcção e períodos (Tz e Tp) da agitação ao largo	6
Figura 6 – – Distribuição da direcção, altura (Hs) e período (Tp) da agitação na zona frontal ao molhe	8
Figura 7 – Furacão Lorenzo – velocidade do vento entre 1 e 6 de Outubro de 2019	12
Figura 8 – Galgamento intenso do quebra-mar	13
Figura 9 – Agitação intensa na bacia portuária	13
Figura 10 – Galgamento intenso do acesso ao terraplino / cais	14
Figura 11 – Galgamento intenso do acesso e do terraplino / cais	14

ÍNDICE DE DESENHOS

Des. 1 – Localização geral das intervenções	(O.1761.01_PE_HM_001_A)
Des. 2 – Prolongamento do Quebra-mar – Planta.	(O.1761.01_PE_HM_018_0)
Des. 3 – Prolongamento do Quebra-mar. Perfis A38 – A39. Blocos Antifer - Geometria	(O.1761.00_PE_HM_019_0)
Des. 4 – Situação Actual. Topo-hidrografia e ortofoto	(O.1761.01_PE_HM_002_A)
Des. 5 – Situação Actual. Fotografias	(O.1761.01_PE_HM_003_A)
Des. 6 – Cais e terrapleno. Arranjo Geral	(O.1761.01_PE_HM_004_B)
Des. 7 – Cais. Dragagem e quebraimento de rocha	(O.1761.01_PE_HM_005_A)
Des. 8 – Cais – Planta e alçado Oeste	(O.1761.01_PE_HM_006_A)
Des. 9 – Cais – Perfis e geometria da escaleira	(O.1761.01_PE_HM_007_B)
Des. 10 – Cais e caleiras – Betão armado	(O.1761.01_PE_HM_008_B)
Des. 11 – Ampliação do terrapleno – Planta e alçado	(O.1761.01_PE_HM_009_B)
Des. 12 – Ampliação do terrapleno – Perfis e pormenores	(O.1761.01_PE_HM_010_A)
Des. 13 – Ampliação do terrapleno. Planta do pavimento	(O.1761.01_PE_HM_011_B)
Des. 14 – Pavimentos - Pormenores	(O.1761.01_PE_HM_012_B)
Des. 15 – Ampliação do terrapleno. Definição dos caixões para depósitos de combustíveis	(O.1761.01_PE_HM_013_A)
Des. 16 – Protecção Marginal. Planta, perfil-tipo e pormenores	(O.1761.01_PE_HM_014_B)
Des. 17 – Bacia interior. Dragagem e quebraimento de rocha	(O.1761.01_PE_HM_015_A)
Des. 18 – Ponte-cais. Plantas, alçados e cortes	(O.1761.01_PE_HM_016_A)
Des. 19 – Ponte-cais. Aduelas e superstrutura Geometria e betão armado	(O.1761.01_PE_HM_017_A)

1 - INTRODUÇÃO

O presente documento diz respeito à Memória Descritiva do Projecto de Execução das obras da Fase 2 do **“Projecto de Reparação do Molhe do Porto das Lajes do Pico, no Âmbito dos Prejuízos Decorrentes do Furacão Lorenzo”**, na Ilha do Pico.

O Projecto compreende duas fases, assim organizadas:

Fase 1

- Reparação e reforço do Quebra-mar actual

Fase 2

- Prolongamento do Quebra-mar
- Obras interiores

O Projecto de Execução foi elaborado na sequência de um Estudo Prévio que analisou um conjunto de soluções alternativas para a resolução dos problemas existentes, e que permitiu a escolha das soluções consideradas mais vantajosas dos pontos de vista técnico, económico e ambiental.

No que respeita às Obras Interiores, as intervenções têm como objectivo principal a melhoria do funcionamento desta “segunda linha de defesa” contra a inundação da zona baixa da vila e seus acessos, e de protecção da bacia portuária. Em simultâneo, as intervenções vêm também melhorar a segurança e condições de operação das instalações portuárias.

No Tomo I do Projecto, “Obras da Fase 1”, é apresentada uma caracterização detalhada das condições naturais do local, a qual é parcialmente aqui retomada, nos aspectos mais relevantes para as obras desta Fase 2. Em particular, no que respeita ao estudo da agitação marítima, a informação aqui apresentada é apenas um resumo dos aspectos mais relevantes da análise detalhada apresentada naquele documento.

2 - CONDIÇÕES NATURAIS LOCAIS

2.1 - Topo-hidrografia e natureza dos fundos

A Vila das Lajes do Pico localiza-se no litoral sul da ilha, no extremo leste de uma baía pouco pronunciada, junto à Ponta da Queimada, tendo a linha de costa aí uma orientação local próxima de N-S. A Vila desenvolve-se sobre uma bancada rochosa junto ao nível do mar, formada pelo escoamento de lavas vulcânicas que aí solidificaram.

Esta plataforma rochosa tem uma largura que oscila entre 200 a 300 m, sendo, no entanto, bastante irregular e recortada. A sua cota de coroamento média é próxima do nível atingido pelas preia-mares de águas vivas [entre +1,5 m (ZH) e +2,0 m (ZH)]; após a plataforma, o talude dos fundos no sentido do mar é muito inclinado, com grandes profundidades a serem atingidas relativamente próximo da costa.

A metade sul da obra de protecção está implantada sobre esta plataforma; a metade norte está implantada em fundos muito irregulares, com diversos afloramentos e canais nos fundos rochosos.

No âmbito do Projecto, foi realizado a 15 de Novembro de 2019 um levantamento topo-hidrográfico tridimensional da área de intervenção. Este levantamento veio permitir a avaliação integral do estado do quebra-mar e confirmar a extrema irregularidade da batimetria local e sua natureza rochosa.

2.2 - Níveis de água

2.2.1 - Maré astronómica

De acordo com as previsões do Instituto Hidrográfico, consideraram-se os seguintes valores para os elementos característicos da maré no Porto das Lajes do Pico:

• PMmáx - Preia-mar de águas vivas, máxima	+1,90 m (ZH)
• PMAV - Preia-mar de águas vivas, média	+1,62 m (ZH)
• PMAM - Preia-mar de águas mortas, média	+1,26 m (ZH)
• NM - Nível Médio	+1,00 m (ZH)
• BMAM - Baixa-mar de águas mortas, média	+0,73 m (ZH)
• BMAV - Baixa-mar de águas vivas, média	+0,40 m (ZH)
• BMmin - Baixa-mar de águas vivas, mínima	+0,21 m (ZH)

A estes valores, referidos a um nível médio adoptado umas décadas atrás, o IH recomenda que se some cerca de 0,1 m, para se ter em conta a subida do nível médio do mar.

Estes valores correspondem a situações meteorológicas normais. Em situação de tempestade, com pressões atmosféricas anormalmente baixas e ventos e agitação fortes, os níveis da água podem ser substancialmente mais elevados, sendo prováveis sobrelevações de 0.5 a 1 m.

Por outro lado, a longo prazo, deverá contar-se ainda com uma sobrelevação do nível médio do mar da ordem de 0.5 m.

2.3 - Ventos

2.3.1 - Estação Meteorológica da Horta

A caracterização do regime de ventos no local é feita com base nos registos da estação meteorológica mais próxima, localizada na Horta (Lat. 38°31'N; Long. 28°38'W).

Na Figura 1 é apresentada a rosa dos ventos anuais de frequências e velocidades e na Figura 2 e Figura 3, a rosa dos ventos semestrais, correspondentes a esses registos.

Verifica-se que os rumos predominantes são o SO e S, seguidos dos ventos NE e N. Os restantes rumos apresentam frequências de ocorrência pouco expressivas, sempre inferiores a 10%.

A predominância dos ventos de SO-S manifesta-se ao longo de todo o ano, com uma frequência máxima em Agosto para SO e Novembro para S. Nos meses de Abril a Setembro, o rumo mais frequente pertence ao sector N-NE.

A velocidade média anual dos ventos apresenta as maiores intensidades em rumos opostos SO-NE, e as menores registam-se em E e NO com valores inferiores a 20 km/h. O sector S-SO apresenta valores na ordem dos 30 km/h, enquanto que ao sector N-NO correspondem valores na classe dos 20 a 25 km/h.

Regime Anual

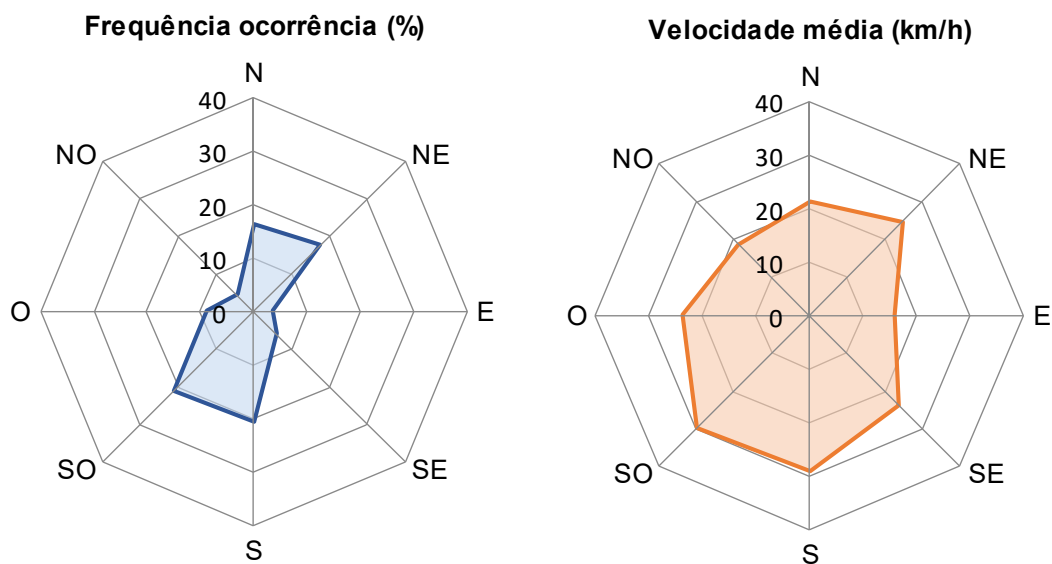


Figura 1 – Rosa dos ventos anuais de frequências e velocidades

Inverno Marítimo

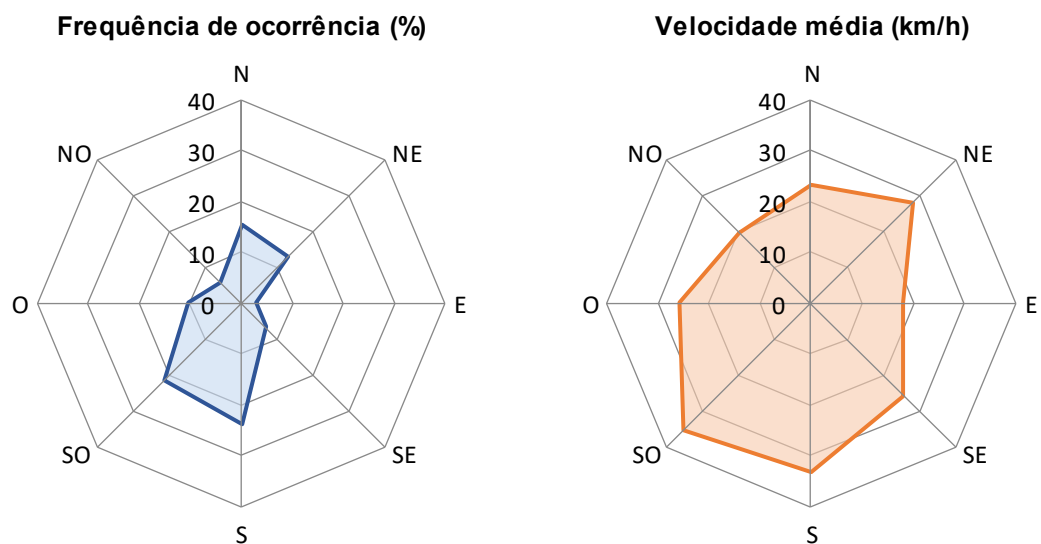


Figura 2 – Rosa dos ventos sazonais de frequências e velocidades de Outubro a Março

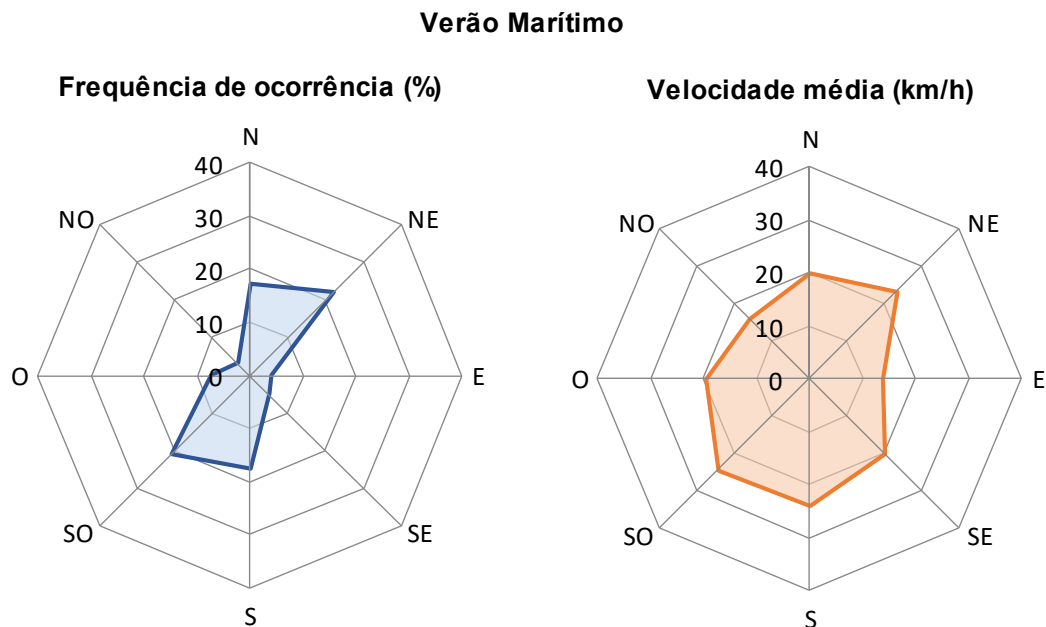


Figura 3 – Rosa dos ventos sazonais de frequências e velocidades de Abril a Setembro

Considerando que a Vila das Lajes do Pico fica situada na costa sul da Ilha do Pico, contando com abrigo significativo dos ventos vindos de norte, é de prever que localmente sejam dominantes os ventos do quadrante SO.

2.4 - Agitação marítima

A caracterização detalhada do regime de agitação é apresentada no Tomo I, apresentando-se aqui apenas uma versão mais resumida dessa caracterização.

Regime médio ao largo

Apresentam-se nas figuras seguintes as distribuições de rumos, alturas significativas (H_s) e períodos de pico (T_p) das ondas ao largo (valores médios anuais), em escalões de $22,5^\circ$, 0,5 m e 2 s, respectivamente.

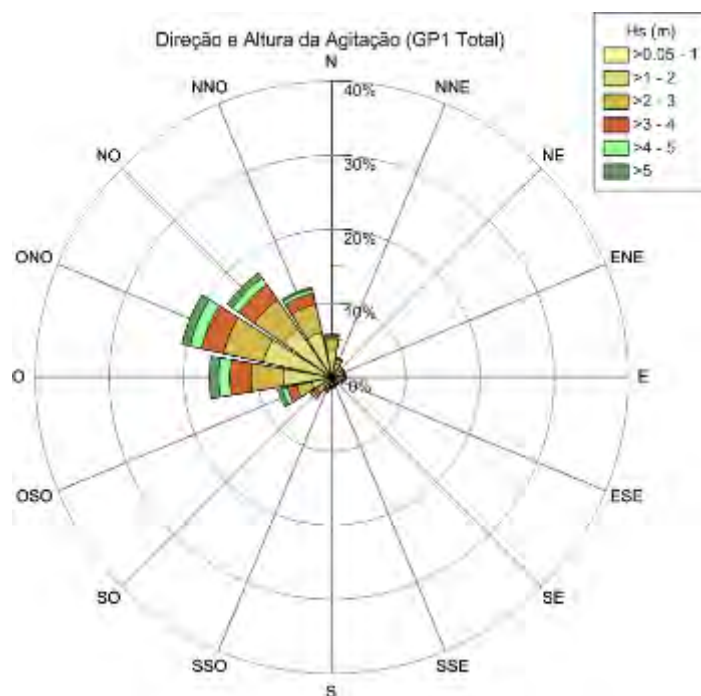


Figura 4 – Distribuição da direcção e altura da agitação ao largo

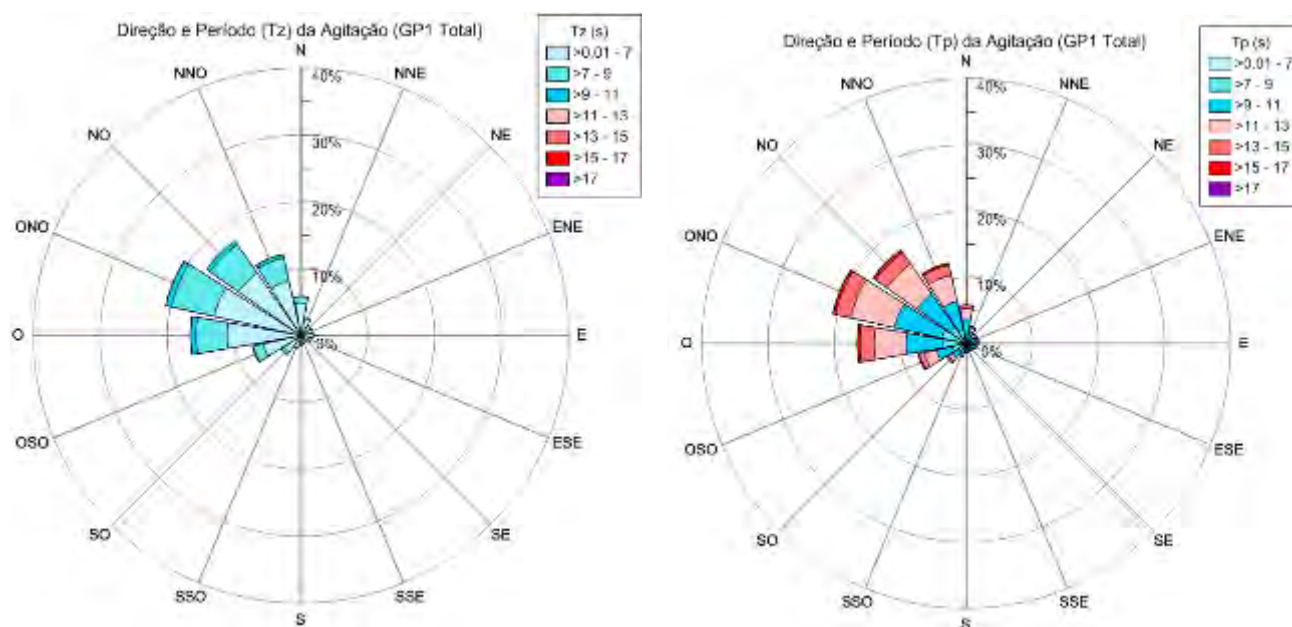


Figura 5 – Distribuição da direcção e períodos (Tz e Tp) da agitação ao largo

Observa-se que:

- Relativamente à direcção da agitação, esta provém sobretudo dos rumos entre O e N, que representam cerca de 73% do total das ocorrências. O rumo mais frequente é ONO, com sensivelmente 20,7% das ocorrências, seguido pelo NO, com cerca de 17,2%, com O e NNO a seguirem-se, com, respectivamente, cerca de 16,5% e 12,5% do total;
- No que respeita aos restantes rumos, o OSO assume alguma relevância, com uma frequência de cerca de 7,5%. Os rumos mais de S (entre SO e SE) representam conjuntamente cerca de 10% do total, sendo SO o mais relevante (3,6%);
- Relativamente às alturas significativas, as alturas inferiores a 1 m têm uma ocorrência média de cerca de 6,5%. O escalão de alturas entre 1 e 2 m é o mais frequente, com cerca de 41,2% do total. O escalão de alturas entre 2 e 3 m representa cerca de 27,6%;
- Centrando ainda nas alturas significativas, destaca-se que os escalões acima de 3 m têm frequência conjunta de cerca de 25% do total, sendo, de entre estes, a frequência de alturas superiores a 5 m de cerca de 4,5%;
- No que respeita aos períodos Tz, os períodos inferiores a 7 s são os mais representativos, com cerca de 73% do total, seguidos pelo intervalo de períodos entre 7 e 11 s com cerca de 26,8%, sendo a agitação com período superior a 11 s residual (inferior a 0,2%);
- Relativamente aos períodos Tp, os escalões de períodos mais frequentes encontram-se entre 9 e 13 s, com uma frequência combinada de cerca de 62,6% do total. Os períodos inferiores a 9 s representam uma frequência conjunta de cerca de 24% do total, representando os períodos inferiores a 7 s menos de 5%. Os períodos entre 13 e 17 s representam apenas cerca de 13% do total, sendo a frequência dos períodos superiores a 17 s inferior a 0,5%.

Regime médio no local

As figuras seguintes apresentam as distribuições dos parâmetros do regime de agitação nestes pontos.

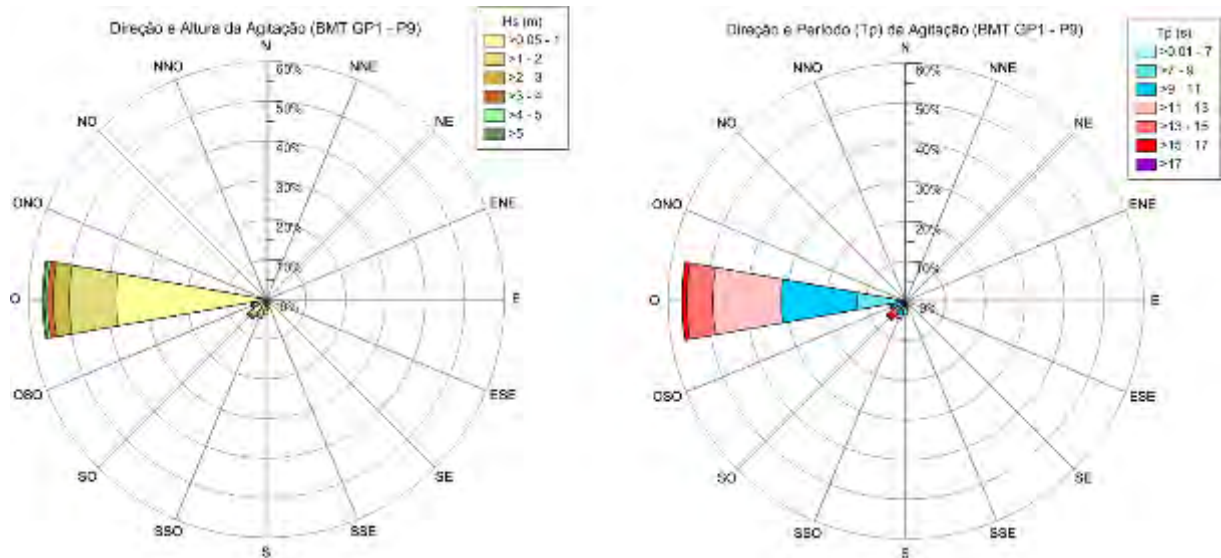


Figura 6 – Distribuição da direção, altura (Hs) e período (Tp) da agitação na zona frontal ao molhe

Observa-se que:

- O rumo dominante na aproximação ao molhe das Lajes do Pico é o Oeste, representando quase 60% das ocorrências. Além de ser o rumo mais frequente, assinala-se igualmente a ocorrência de agitação deste sector com Hs superior a 9,5 m;
- O rumo SO é o segundo mais frequente, com uma frequência de cerca de 6%, seguido pelo SSO;
- Destaca-se a ocorrência de alturas de onda Hs próximas ou superiores a 10 m para o rumo OSO, embora este represente apenas cerca de 4% da frequência;
- No que respeita à distribuição de alturas, verifica-se que o escalão de alturas até 1 m é o mais frequente, com cerca de 50% das ocorrências;
- As alturas entre 3 e 5 m têm uma frequência de cerca de 3%, e as alturas superiores a 5 m representam cerca de 0,1%;
- Relativamente aos períodos de pico (Tp), a frequência acumulada é da ordem dos 10% para o escalão de períodos inferiores a 7 s, e o escalão de períodos entre os 7 e os 11 s é o mais frequente.

Valores extremos locais

As alturas de onda extremas para diversos períodos de retorno, para dois pontos na zona frontal ao prolongamento do quebra-mar (indicados na figura seguinte), são apresentadas no quadro seguinte, para os rumos W e WSW e para as situações de nível médio e de preia-mar.

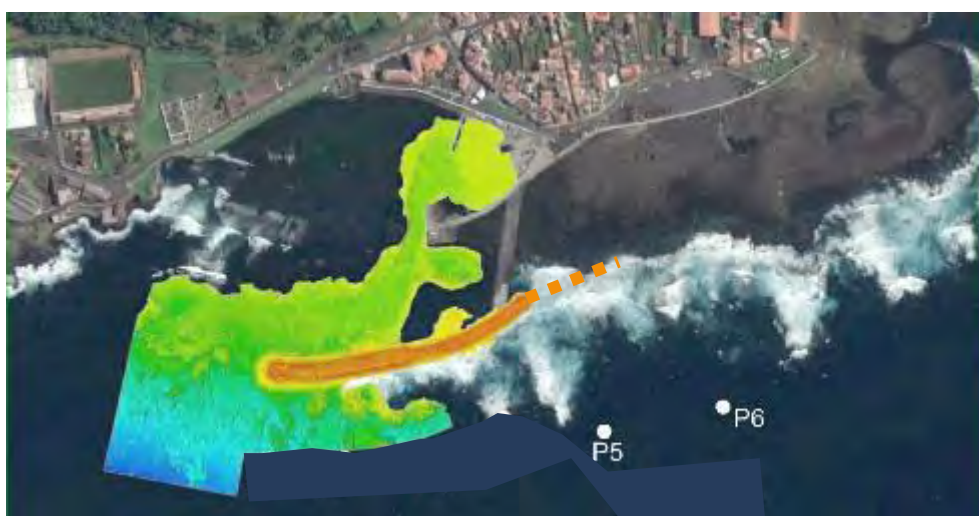


Figura 7 – Localização dos pontos de cálculo junto ao quebra-mar

Hs (m)

Período Retorno (anos)	P5				P6			
	W		WSW		W		WSW	
	NM	PM	NM	PM	NM	PM	NM	PM
5	6,6	6,9	5,5	5,8	7,1	7,5	5,9	6,1
10	7,1	7,5	6,0	6,3	7,7	8,1	6,4	6,7
25	7,8	8,3	6,6	7,0	8,5	9,0	7,1	7,4
50	8,4	8,9	7,1	7,5	9,1	9,7	7,5	7,9
100	8,9	9,5	7,5	8,0	9,7	10,3	8,0	8,4

Na sua propagação até ao pé da obra as ondas de maior altura rebentam, de modo que as alturas de onda incidentes sobre o prolongamento do quebra-mar são mais reduzidas. Os valores calculados para as máximas ondas significativas incidentes no prolongamento do quebra-mar, na projecção do pontos acima indicados, foram de 5.3 e 5.4 m, respectivamente, valores que serão adoptados como onda de projecto.

3 - BREVE CARACTERIZAÇÃO DA SITUAÇÃO ACTUAL

3.1 - A inundação da vila das Lajes

A vila das Lajes do Pico foi sempre, historicamente, muito fustigada pela acção do mar, que, em situação de tempestade, inundava com frequência a sua zona central, mais baixa, e causava grandes problemas ao pequeno porto de pesca.

Nos anos 90 do século XX foram elaborados diversos estudos para resolver o problema, os quais concluíram pela recomendação da realização de um conjunto de obras de protecção destacadas, constituindo uma “linha de defesa avançada” da vila estendendo-se ao longo de todo o desenvolvimento desta.

Em 2007 foi realizado um quebra-mar de protecção frente à bacia portuária / zona baixa da vila, que corresponde a uma parte do conjunto de obras anteriormente proposto. Trata-se de uma obra bastante galgável, resultado da baixa cota imposta ao seu coroamento para não a tornar um obstáculo importante à vista da zona urbana.

Para além do quebra-mar, um pequeno terraplino e o seu acesso terrestre, complementam também a protecção da vila, constituindo, na prática, como que uma “segunda linha de defesa”, impedindo que as ondas que galgam o quebra-mar atinjam a vila e a sua bacia portuária.

No entanto, estas duas “linhas de defesa” não conseguem atingir totalmente o objectivo de protecção da vila e do seu porto, e tal tem-se tornado mais evidente nos últimos tempos, quando se tem assistido a uma maior frequência de eventos extremos, seja de intensidade de tempestades, seja de sobrelevações do nível do mar.

Estas situações provocam estragos e prejuízos quer nas instalações portuárias, quer mesmo na zona baixa da vila.

3.2 - O furacão Lorenzo

Nos primeiros dias de Outubro de 2019 o arquipélago dos Açores foi atingido pelo furacão Lorenzo, de grande intensidade. Embora o centro do furacão tenha passado junto ao grupo ocidental do arquipélago, os seus efeitos foram também fortemente sentidos no grupo central, nomeadamente na ilha do Pico.

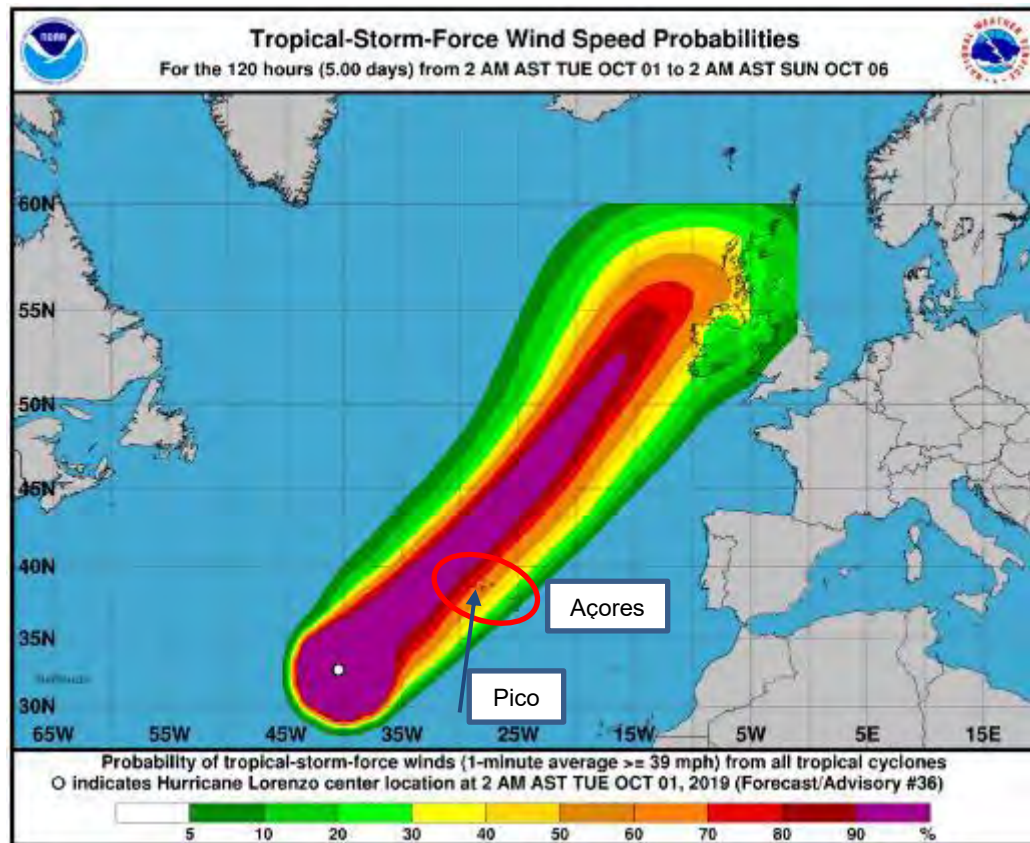


Figura 7 – Furacão Lorenzo – velocidade do vento entre 1 e 6 de Outubro de 2019

No Tomo I, relativo ao Projecto de Execução da Obra de Protecção, é feita uma caracterização mais detalhada dos efeitos do furacão na agitação marítima junto à Ilha do Pico e à vila das Lajes.

Segundo essa caracterização, as alturas de onda significativa na zona frontal ao quebra-mar excederam os 8 m no pico da tempestade, e com períodos também bastante elevados, de cerca de 17 s.

A tempestade provocou o galgamento intenso não só do quebra-mar mas também do terraplino portuário e do seu acesso terrestre, provocando danos nas instalações portuárias e na zona baixa da vila, como ilustram as fotografias seguintes.



Figura 8 – Galgamento intenso do quebra-mar



Figura 9 – Agitação intensa na bacia portuária



Figura 10 – Galgamento intenso do acesso ao terraço / cais

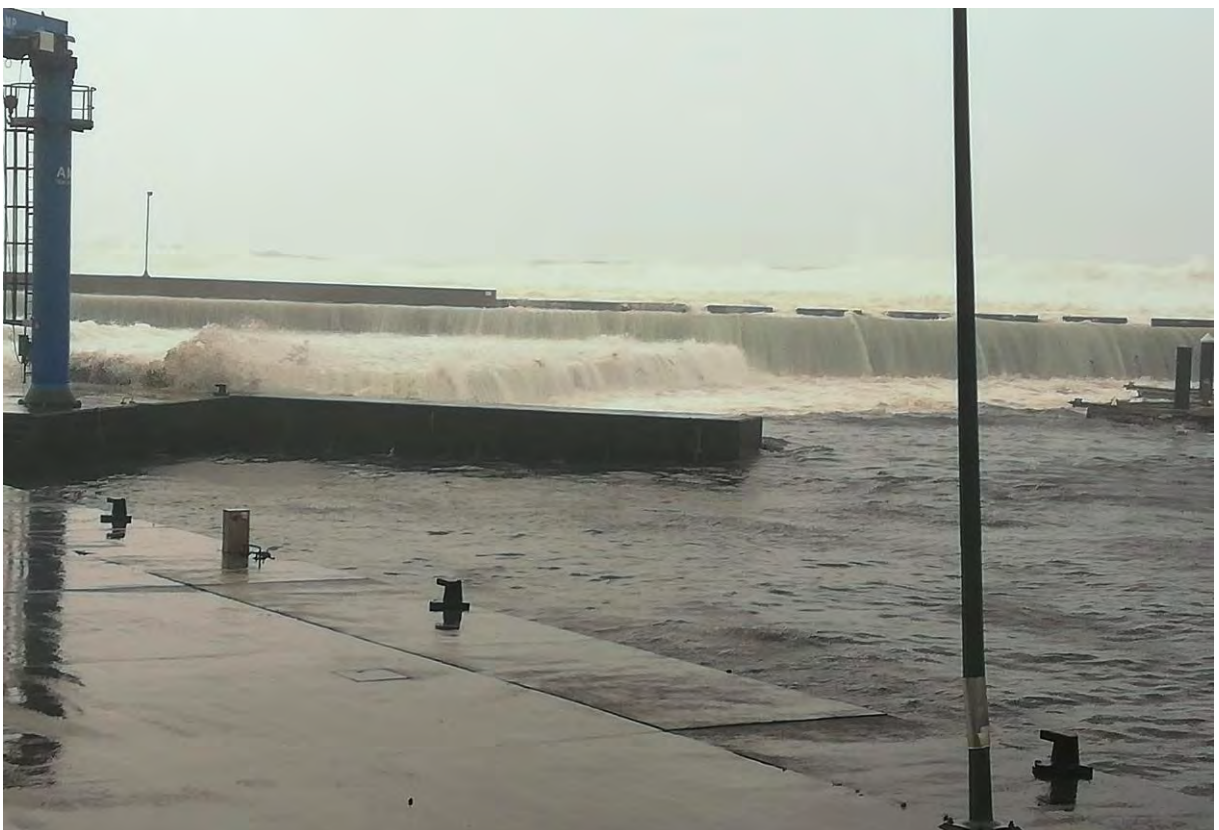


Figura 11 – Galgamento intenso do acesso e do terraço / cais

4 - BASES DE DIMENSIONAMENTO

Para verificação das condições de estabilidade dos muros cais e de retenção do terrapleno serão adoptados os seguintes critérios e bases de projecto:

4.1 - Características técnicas dos materiais

4.1.1 - Pesos específicos

- Aterro emerso (TOT) $\gamma = 18 \text{ kN m}^{-3}$
- Aterro submerso (TOT)
 - ♦ Efectivo $\gamma' = 10 \text{ kN m}^{-3}$
 - ♦ Saturado $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN m}^{-3}$
- Enrocamento emerso $\gamma = 18 \text{ kN m}^{-3}$
- Enrocamento submerso
 - ♦ Efectivo $\gamma' = 10 \text{ kN m}^{-3}$
 - ♦ Saturado $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN m}^{-3}$
- Betão simples emerso $\gamma = 24 \text{ kN m}^{-3}$
- Betão simples submerso $\gamma' = 14 \text{ kN m}^{-3}$
- Betão armado emerso $\gamma = 25 \text{ kN m}^{-3}$
- Betão armado submerso $\gamma' = 15 \text{ kN m}^{-3}$
- Água do mar $\gamma_{\omega} = 10 \text{ kN m}^{-3}$

4.1.2 - Ângulos de atrito interno

- Enrocamentos $\phi = 45^{\circ}$

4.1.3 - Ângulos de atrito entre superfícies verticais

a) - Combinações em que não intervenha a acção sísmica

- ♦ Enrocamento com enrocamento $\alpha = 2/3 \quad \phi 30^{\circ}$
- ♦ Enrocamento com betão $\alpha = 1/2 \quad \phi 22.5^{\circ}$

b) - Combinações em que intervenha a acção sísmica

- ♦ Enrocamento com enrocamento $\alpha = 1/3 \phi 15^\circ$
- ♦ Enrocamento com betão $\alpha = 1/4 \phi 11.25^\circ$

4.1.4 - Ângulos de atrito entre superfícies horizontais

- Betão “in-situ” sobre rocha $\eta = 35^\circ$

4.1.5 - Tipo, classe e qualidade dos betões

- Betão simples C30/37 XA1 Cl1,0 Dmax40 S3
- Betão ligeiramente armado (no cais) C30/37 XS2 Cl1,0 Dmax40 S3
- Betão armado C35/45 XS3 (P) Cl0,2 Dmax35 S3
- Pavimento C32/40 XS1 (P) Cl0,2 Dmax35 S3

4.1.6 - Aço

- Em armaduras, em geral..... A500 NR
- Perfis metálicos IPN..... S235JR (EN 10025)
- Em varões de transferência e passadores (pavimento)..... A235 NL
- Recobrimento mínimo de armaduras (elementos em contacto com a água do mar) .6 cm

4.2 - Elementos sobre marés

- Preia-mar máximo 1,90 m (ZH)
- Preia-mar de águas vivas 1,62 m (ZH)
- Preia-mar de águas mortas 1,26 m (ZH)
- Nível médio 1,00 m (ZH)
- Baixa-mar de águas mortas 0,73 m (ZH)
- Baixa-mar de águas vivas 0,40 m (ZH)
- Baixa-mar mínimo 0,21 m (ZH)

4.3 - Ações

4.3.1 - Ações permanentes

- Pesos próprios das estruturas;
- Impulsos de aterros.

4.3.2 - Ações variáveis

Prolongamento do Quebra-mar

Alturas de onda de projecto:

- Tronco do quebra-mar, $H_s = 5.3$ m
- Cabeça do quebra-mar, $H_s = 5.4$ m

Obras interiores

a) - Sobrecargas

- Sobrecarga uniformemente distribuída (faixa adjacente ao cais) 10 kN m^{-2}
- Amarração dos navios Cabeços de 50 kN afastados 5,0 m
- Desnível hidrostático 0.50 m

b) - Acção sísmica

Quantificação da acção sísmica de acordo com a NP EN1998, para um terreno do tipo A

- Coeficiente sísmico horizontal $C_h = 0,127 \text{ g}$
- Coeficiente sísmico vertical $C_v = \pm 0,04 \text{ g}$

Efeitos a considerar:

- Aceleração das massas volúmicas das estruturas;
- Acréscimo de impulsos dinâmicos devidos aos aterros e percentagem (50%) da sobrecarga uniformemente distribuída considerada permanente;
- Pressões hidrodinâmicas

4.4 - Dimensionamento do quebra-mar

Para verificação das condições de estabilidade dos elementos resistentes (cubos Antifer) do manto de protecção das obras é utilizada a Fórmula de Hudson:

$$W = \frac{\gamma_r \times H_s^3}{k_D \times \left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \times \cotg \alpha}$$

onde: W = peso médio dos blocos,
 k_D = coeficiente de estabilidade,
 α = ângulo do talude com a horizontal,
 H_s = altura de onda significativa,
 γ_r = peso específico do elemento,
 γ_w = peso específico da água do mar

Os valores de k_D a adoptar são os seguintes:

- Cabeça em zona de rebentação, com talude 2/1 – 4,5;
- Tronco em zona de rebentação, com talude 3/2 – 7,0.

4.5 - Verificação da segurança das obras acostáveis

4.5.1 - Combinação de acções

Para verificação das condições de estabilidade dos muros-cais as acções serão tomadas com os seus valores característicos atrás definidos e não majorados. Serão analisadas as seguintes situações e comparadas com os parâmetros de segurança estipulados na alínea b) do ponto seguinte.

- a) - Impulsos activos estáticos devidos aos aterros e às sobrecargas + tracção nos cabeços + desnível hidrostático (Nível da água correspondente à BMAV);
- b) - Impulsos activos estáticos devidos aos aterros e às sobrecargas + tracção nos cabeços (Nível da água correspondente à PMAV);
- c) - Impulsos activos estáticos devidos aos aterros e a 50% das sobrecargas uniformemente distribuídas + acção sísmica conforme definida no ponto anterior (Nível médio das águas).

4.5.2 - Tensões, coeficientes, excentricidades da resultante da carga nas fundações

a) - Tensões de segurança no estrato rochoso de apoio de fundações directas

- Combinações de acções sem intervenção da acção sísmica 0,6 MPa

- Combinações de acções com intervenção da acção sísmica 0,9 MPa

b) - Coeficientes de segurança

b1) - Combinações de acções sem intervenção da acção sísmica

- Ao escorregamento segundo juntas horizontais 1,5
- Ao derrubamento 1,5

b2) - Combinações de acções com intervenção da acção sísmica

- Ao escorregamento segundo juntas horizontais 1,1
- Ao derrubamento 1,1

c) - Descompressão máxima na fundação

- Combinações em que não intervenha a acção sísmica 50%
- Combinações em que intervenha a acção sísmica 80%

4.5.3 - Método de cálculo

As verificações de segurança foram efectuadas com recurso ao software “GEO5”, de acordo com a metodologia dos “Eurocódigos”, ou seja, por comparação directa entre esforços actuantes e resistentes ($E_d \leq R_d$), os quais foram obtidos segundo a “Abordagem de Cálculo 1”. Esta abordagem estipula a afectação, por coeficientes parciais de segurança, das acções (A) e das propriedades do terreno (M).

Os coeficientes de impulso para o cálculo dos impulsos estáticos são calculados segundo a expressão:

$$k = \frac{1}{\sin(\beta + \delta)} \times \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \sin(\beta - \varphi)}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

Onde:

- k - Coeficiente de impulso;
- β - Ângulo com a vertical da superfície da estrutura em contacto com o solo;
- δ - Ângulo da direcção dos impulsos totais com a normal à parede;
- i - Ângulo com a horizontal que forma a superfície do aterro a suportar;
- ϕ - Ângulo de atrito interno do solo.

Para o cálculo dos impulsos em situação sísmica, utiliza-se o método de Mononabe e Okabe que consiste em substituir na expressão anterior os ângulos " β " e " i " por $(\beta+\theta)$ e $(i+\theta)$, sendo θ dado por:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \frac{C_h}{1 \pm C_v}$$

Em que:

C_h - Coeficiente sísmico horizontal
 C_v - Coeficiente sísmico vertical

Na parte submersa, o ângulo θ sofre uma correcção para ter em conta o efeito da impulsão. Por outro lado, o acréscimo de impulsos devido à solicitação sísmica é considerado com uma distribuição triangular invertida. Refere-se ainda que a solicitação sísmica é também aplicada à massa do próprio muro-cais.

5 - CÁLCULO DAS ESTRUTURAS

5.1 - Prolongamento do quebra-mar

A aplicação da fórmula de Hudson ao prolongamento do quebra-mar conduziu aos resultados indicados no quadro seguinte.

Cálculo dos blocos Antifer no prolongamento do quebra-mar

Zona	Zona do quebra-mar	Hs (m)	K _D	Peso calculado	Peso adoptado	
					Talude	Coroamento
E	Tronco	5,3	7,0	145 kN	160 kN	300 kN***
F	Tronco	5,4	7,0	153 kN	160 kN	300 kN***
	Cabeça sul	5,4	4,5	238 kN	100 kN*/ 300 kN**	300 kN***

*camada interior do manto (aproveitamento dos blocos sobrantes do quebra-mar existente)

**camada exterior do manto (aproveitamento dos blocos sobrantes do quebra-mar existente)

*** Os blocos de 300 kN são sobrantes da reparação do quebra-mar existente

No prolongamento do molhe os blocos adoptados para o tronco da obra são os que resultam directamente do cálculo, uma vez que não se está condicionado aqui por uma situação pre-existente. Assim, os blocos propostos são Antifer de 160 kN, a fabricar de novo.

Na zona da cabeça (sul), optou-se por reproduzir a protecção da cabeça sul do actual quebra-mar, que tem revelado boas condições de estabilidade e que se encontra numa situação um pouco mais desfavorável (profundidade ligeiramente maior) do que a nova cabeça. Assim, serão aqui utilizados blocos de 100 kN numa primeira camada do manto, e de 300 kN na camada exterior, todos reutilizados do actual quebra-mar.

5.2 - Novo cais

Em Anexo são apresentados os resultados do cálculo automático da estabilidade do cais, no seu perfil corrente (Des. 7, Perfil A), com recurso ao software GEO5. Nesta análise considerou-se como estrutura estabilizante o maciço fundado à cota -0.50 m (ZH), com uma largura de 2.20, tendo-se desprezado o painel frontal do cais.

No Quadro seguinte apresenta-se o resumo dos resultados obtidos.

JUNTA	SITUAÇÃO	DESCOMPRESSÃO NA	COEFICIENTES DE SEGURANÇA		TENSÕES NA FUNDAÇÃO MPa
		FUNDAÇÃO	DESLIZAMENTO	DERRUBAMENTO	
-0,50	BMAV s/sismo	32%	5.20	2.54	0,36
	PMAV s/sismo	46%	4.29	2.00	0,42
	NM c/sismo (+Cv)	48%	3.33	2,02	0,44
	NM s/sismo (-Cv)	41%	3.56	2,21	0,42

Estes resultados indicam que são respeitados os parâmetros de segurança constantes das Bases de Projecto

6 - DESCRIÇÃO DAS INTERVENÇÕES

6.1 - Prolongamento do quebra-mar

Para melhorar a eficácia do quebra-mar na protecção contra os galgamentos da zona sul da vila, nomeadamente para fazer face a eventos extremos como o furacão Lorenzo e à previsível subida do nível médio do mar em consequência das alterações climáticas, a implantação do quebra-mar será reajustada, com um prolongamento para sul em 95 m (medidos entre os centros de rotação das cabeças existente e futura).

Este prolongamento fica implantado em fundos próximo do 0,0 m (ZH) e razoavelmente constantes, servindo de fecho entre o quebra-mar existente e a plataforma rochosa onde termina.

O prolongamento do quebra-mar será feito num alinhamento recto, fazendo um ângulo de 10° / 170° com o alinhamento médio do troço final da obra existente (que tem um desenvolvimento em arco), tal como indicado no **Des. 12.2**.

Trata-se de uma obra do mesmo tipo estrutural da actual, com um prisma de enrocamento TOT no núcleo, revestido por enrocamento classificado e protegido exteriormente por blocos Antifer colocados regularmente e justapostos. Os taludes do extradorso e do intradorso têm inclinação de 3 / 2, e a solução adoptada para o coroamento é idêntica à proposta para o reforço da obra existente, com duas fiadas longitudinais de blocos Antifer colocados nos extremos da plataforma e o preenchimento do espaço entre elas com betão “in situ”.

Deste modo, a nova extensão da obra constituirá um prolongamento estrutural da existente, sem alterações substanciais nem mudanças bruscas entre os dois troços, que são sempre pontos fracos neste tipo de obra e potenciais zonas de início de estragos.

Distinguem-se ao longo deste prolongamento dois perfis tipo, ditados pelas profundidades e consequentes alturas de onda que os atingem, mas sobretudo pela disponibilidade de blocos Antifer de 100 e 300 kN retirados da obra existente e que importa reaproveitar.

Assim, no troço inicial, desde a inserção na obra existente e até à nova cabeça Sul, o manto de protecção (no extradorso e intradorso) será constituído por uma camada exterior de blocos de 160 kN, colocados sobre uma primeira camada de blocos de 100 kN reaproveitados – ver Des. 20.

Na cabeça (à excepção do coroamento), será replicada a estrutura da actual cabeça Sul (a qual será, entretanto, removida), com o manto de protecção a ser constituído por uma

primeira camada de Antifer de 100 kN e uma camada exterior de blocos de 300 kN, mantendo-se os taludes sempre com uma inclinação a 3 /2.

A transição entre os mantos dos dois troços será feita a 45°, como é habitual nestas situações.

Ao longo de todo o talude exterior, e na zona da cabeça, será executada uma vala de fundação escavada na rocha, para travamento do pé do talude. Apesar da dificuldade que este tipo de trabalho sempre envolve, considera-se que nesta zona de fracas profundidades e de plataforma rochosa menos irregular, tal será possível, e terá um contributo muito importante para a estabilidade da obra.

A vala deverá ter uma profundidade suficiente para acomodar cerca de meia altura de um bloco, e uma largura para acomodar cerca de dois blocos, como indicado nos desenhos: uma profundidade de cerca de 1 m e largura de cerca de 5 m.

No coroamento, os blocos das fiadas exteriores a colocar serão de 300 kN, em toda a extensão do prolongamento e cabeça; à semelhança do proposto para o reforço da obra actual, a betonagem entre estas fiadas de blocos será feita sobre uma camada de enrocamento adicional, com 1 m de espessura, excepto na cabeça, onde será executado um maciço de betão correspondente à altura total dos blocos que o limitam.

6.2 - Arranjo geral das obras interiores

Para melhoria das condições no porto e vila das Lajes, é proposta a realização de um conjunto de intervenções que, conjugado com a reabilitação e reforço do quebra-mar de protecção, vem minorar as consequências da passagem do furacão Lorenzo e da ocorrência de fenómenos semelhantes futuros, contribuindo para evitar a inundação da zona marginal da vila e assegurando melhores condições de segurança e operacionalidade na bacia portuária.

Genericamente, o conjunto de intervenções proposto consiste em:

- Protecção da zona baixa, central, da vila, e da bacia portuária, através da execução de uma protecção frontal sobre a fiada de afloramentos rochosos existentes e aterro da área no seu tardo, até ao acesso ao cais existente, alargando e melhorando assim significativamente a protecção conferida actualmente por este acesso;
- Ligeiro avanço da margem oeste do terrapleno portuário actual, através da construção de um pequeno cais, com ligação ao existente na margem norte, tornando assim acostáveis as três faces desta pequena testa que se projecta para a bacia e protege também a vila;

- Consolidação da protecção marginal da estrada de acesso norte à vila.

Complementarmente são ainda propostas outras intervenções que visam melhorar a segurança e melhoria das condições portuárias actuais, nomeadamente através da dragagem / limpeza dos fundos das bacias portuárias, da preparação do novo cais e terraplino para virem futuramente a acomodar o abastecimento de combustível às embarcações, e da execução de um novo cais de estacionamento na bacia interior.

Assim, as obras propostas são:

- Construção de um novo cais com 40 m de comprimento, cota de serviço a -2.50 m (ZH) e alinhamento próximo de N-S, tornando acostável a face oeste do actual terraplino do porto. Para proporcionar a continuidade com o cais existente na margem norte, este último é prolongado em cerca de 12 m, à cota existente dos fundos no local;
- Construção de uma protecção frontal no prolongamento do alinhamento do novo cais e sobre a fiada de afloramentos rochosos aí existente, num comprimento de cerca de 70 m até à ligação ao actual acesso ao quebra-mar. Esta protecção frontal é constituída por um muro deflector em betão, protegido pontualmente por enrocamentos nas zonas onde os afloramentos rochosos naturais apresentam cotas mais baixas;
- Ampliação do terraplino com aterro em enrocamento TOT da área entre a nova protecção frontal e o acesso actual ao cais, e sua pavimentação. Este novo terraplino será preparado para poder receber, futuramente, infra-estruturas de abastecimento de combustíveis às embarcações;
- Consolidação da protecção marginal no acesso norte à vila, e de acesso ao clube náutico, com a execução de um murete e recobrimento do seu coroamento com uma laje em betão;
- Dragagem das bacias portuárias, envolvendo algum quebramento de rocha na bacia frontal ao novo cais e a remoção de elementos soltos na bacia interior do porto de pesca e de recreio;
- Construção de uma nova ponte-cais de estacionamento de pequenas embarcações, com um comprimento de cerca de 60 m e cota de serviço a -1.00 m (ZH);
- Substituição de três passadiços flutuantes, danificados com a passagem do furacão Lorenzo.

Nos pontos seguintes estas obras são descritas mais detalhadamente.

6.3 - Novo cais

O novo cais terá um desenvolvimento de 40 m, num alinhamento próximo de N – S, sendo perpendicular ao cais norte existente.

Para possibilitar a execução do cais sem pôr em risco a estabilidade da actual contenção do terrapleno, a nova frente acostável avança uma distância mínima de cerca de 5 m em relação ao coroamento daquela contenção, no seu extremo norte. Não sendo o cais exactamente paralelo ao limite do terrapleno actual (mas sim perpendicular à sua margem norte), a distância à referida obra de contenção aumenta gradualmente para sul, sendo a média de cerca de 7 m.

O novo cais terá fundos de serviço a -2.50 m (ZH), que serão obtidos por dragagem / quebraimento de rocha nos afloramentos presentes no local (e que já haviam servido também de fundação directa aos cais e contenções do terrapleno actual). A sua cota de coroamento será equivalente à do cais existente no topo norte do terrapleno, próxima do +3.20 m (ZH).

A estrutura de facto do cais desenvolve-se a partir de uma plataforma executada no maciço rochoso à cota -0.50 m (ZH), com 2.9 m de largura; o aprofundamento até à cota final de -2.50 m (ZH) é proporcionado pelo desmonte da rocha, sendo, no entanto, revestido por um painel em betão armado que confere uniformidade a toda a altura do cais.

Toda a obra está prevista ser executada por betonagem “in situ”, directamente sobre o fundo rochoso e em várias fases.

Numa primeira fase será realizado, sobre a referida plataforma à cota -0.50 m (ZH), um maciço de betão simples (do tipo C30/37 XA1), submerso, com 2.20 m de largura e até à cota +0.5 m (ZH).

De seguida, uma segunda camada de 1.50m de altura, em betão simples do tipo C30/37 XS2 com incorporação de armadura de ligação, será betonada de forma a permitir a execução do paramento final de acostagem do cais.

Após recuperação das armaduras de ligação será executado, entre as cotas -2,50 m (ZH) e +3,20 m (ZH), o painel do paramento vertical frontal de acostagem e o maciço final, superior, do cais. Esta parte da estrutura é realizada em betão armado, com recurso a betão tipo C34/45 XS3.

No pé do cais, à cota -2,50 m (ZH), será executada uma selagem com sacos de betão, de modo a absorver e/ou eliminar as irregularidades do desmonte do fundo rochoso.

Na zona central do cais desenvolve-se uma escaleira dupla, com um 1 m de largura e com patamares inferiores à cota +1.00 m (ZH) e desenvolvimento de 1.50 m, para facilitar o acesso às embarcações.

O tardo do cais, até à obra de contenção do terrapleno actual, será preenchido com enrocamento TOT, será aí moldada uma caleira para instalação futura de tubagens de combustíveis, cuja descrição é apresentada no capítulo seguinte.

No topo norte o novo cais liga com o cais existente através de um troço com cerca de 12 m de comprimento, no alinhamento do actual. Este troço de cais será betonado “in situ” directamente sobre o fundo rochoso actual (a uma cota próxima do ZH), à semelhança da obra existente; o espaço entre a frente deste cais secundário e a obra de contenção existente será totalmente preenchido com betão. No canto de ligação ao novo cais, onde já não se verifica a presença da contenção do terrapleno, a largura do maciço da estrutura deste cais será de 2.20 m, idêntica à do maciço “estrutural” do cais principal.

Os cais serão equipados com cabeços / cunhos de amarração com capacidade nominal de 50 kN, espaçados de 5 m e chumbados directamente sobre o maciço superior do cais (devido à reduzida capacidade destes equipamentos, não é necessário prever qualquer armadura de reforço nos pontos da sua instalação).

6.4 - Ampliação do terrapleno

6.4.1 - Protecção frontal

A protecção frontal é constituída por um muro deflector em betão, executado “in situ” e directamente contra o fundo rochoso; o muro desenvolve-se no mesmo alinhamento do novo cais atrás descrito, sobre uma fiada de afloramentos rochosos que aí se desenvolve, até atingir a estrutura do acesso de serviço ao quebra-mar, numa extensão de cerca de 70 m.

Para prevenir os galgamentos pela agitação residual que ainda se verifica nesta bacia, resultante do galgamento do quebra-mar e do contorno do seu extremo norte, o muro será dotado de um deflector curvo, que impelirá a água de volta à bacia. A cota de coroamento do muro foi estabelecida a +4.50 m (ZH), devendo assim ser eficaz contra praticamente a totalidade das alturas de onda presentes na bacia a ele frontal.

Para a solidarização do muro aos fundos rochosos, além da escarificação da rocha e da remoção de blocos soltos, onde necessário, e para garantir uma melhor aderência entre o estrato de fundação e as obras em betão, serão efectuadas “pregagens” com perfis IPN120 de aço, solidarizados ao maciço rochoso através da execução de furação e selagens na

rocha com “grout”. Estes perfis terão um comprimento de 1.30 m, ficando cerca de 0.50 m inserido na rocha, e serão espaçados de 1.50 m.

A limpeza e tratamento da superfície do fundo rochoso será efectuada com recurso a jacto de água de alta pressão (até 210 kg/cm²) e martelos pneumáticos, de modo a remover a camada superficial para garantir uma boa superfície de aderência ao betão. Idêntico tratamento deverá ser aplicado às superfícies do betão colocado em fases de betonagem anteriores.

No encontro com o acesso de serviço ao quebra-mar o manto de protecção e camada filtro do núcleo deste, em enrocamentos classificados, serão removidos, de modo a encostar o muro ao pé daquele núcleo em TOT. Os enrocamentos removidos serão totalmente reaproveitados, com os de maior dimensão (gama de 30 a 60 kN) a serem colocados no preenchimento dos pontos baixos dos afloramentos rochosos junto ao paramento frontal do muro, e os de menor dimensão (gama de 5 a 10 kN, no filtro), a serem utilizados na composição do enrocamento TOT de realização do terrapleno.

O betão a aplicar será da classe C30/37 XA1, prevendo-se a utilização de painéis metálicos de cofragem, que poderão ser suportados por vigas metálicas e ancorados aos perfis IPN120.

Nas primeiras fases de betonagem pode ser necessário efectuar o corte subaquático das chapas de cofragem, para adequação à superfície; para se garantir a sua estanquicidade inferior podem ser utilizados sacos de areia, dispostos de forma criteriosa por mergulhadores.

O betão submerso será aplicado por “tremie” e dosado com os aditivos superplastificante e anti-segregante.

O muro será preparado para vir a receber iluminação pública, através da execução de negativos no betão para a passagem dos cabos e da moldagem de nichos, espaçados de 5 m, para instalação de luminárias (estes serão semelhantes aos existentes actualmente no acesso ao cais, com geometria precisa a definir em obra).

6.4.2 - Aterro e pavimento

A zona limitada a oeste pela nova protecção frontal, a leste pelo acesso ao cais actual, a norte pelo terrapleno existente e a sul pelo acesso de serviço ao quebra-mar será aterrada com enrocamento TOT, proporcionando a ampliação do terrapleno actual.

No encontro com o acesso de serviço ao quebra-mar será executado um muro em betão simples. Este muro será executado sobre uma base em enrocamento TOT com cota idêntica à do coroamento do acesso ao quebra-mar, que é de +1.50 m (ZH).

Para a execução deste muro será removido o enrocamento de revestimento do talude norte do acesso ao quebra-mar. Tal como anteriormente referido, os enrocamentos removidos serão totalmente reaproveitados, com os de maior dimensão (gama de 30 a 60 kN) a serem colocados no preenchimento dos pontos baixos dos afloramentos rochosos junto ao paramento frontal do muro deflector, e os de menor dimensão (gama de 5 a 10 kN, no filtro), a serem utilizados na composição do enrocamento TOT de realização do terrapleno.

Após a execução do muro o enrocamento do acesso ao quebra-mar será rearrumado de encontro ao paramento exterior, de modo a apresentar um aspecto uniforme nesse remate, semelhante ao do actual coroamento do acesso.

Os produtos da dragagem / quebramento de rocha poderão também ser utilizados para preenchimento da zona central do terrapleno.

O terrapleno será revestido por um pavimento em lajes de betão executadas “in situ”, apresentando a seguinte composição:

- Camada de desgaste de betão C35/45 com 0,20 m de espessura, com armadura de pele na face superior de malha cruzada de $\varnothing 8 // 0,15$ m;
- Folha de polietileno;
- Camada de sub-base de agregado britado compactado (CBR mínimo de 80%) com 0,25 m de espessura;
- Geotêxtil de separação não tecido;
- Camada de fundação compactada em TOT. com CBR $\geq 25\%$.

Este pavimento será interrompido nas zonas destinadas à instalação dos depósitos de combustíveis enterrados e infraestruturas conexas (separador de hidrocarbonetos, caixa(s) de retenção de areias, etc.), e na bacia de retenção para instalação das bocas de alimentação dos depósitos e tubagens de respiro, a realizar futuramente. A descrição dessas zonas é apresentada no ponto seguinte.

O pavimento prolonga-se ainda sobre a parte oeste do terrapleno existente, sensivelmente até à projecção do actual acesso ao cais, e contornando a sobrelevação presente em torno do monumento, tal com indicado na planta. Nesta zona será aberta uma caixa para execução do pavimento, com profundidade média próxima de 0.4 m, de modo a possibilitar

uma ligação regular entre as duas áreas a pavimentar (novo terrapleno e existente). A estrutura do pavimento a executar aqui será semelhante à acima descrita, apenas com a diferença na espessura da camada de sub-base, que aqui passa a ser de 0.15 m.

No novo terrapleno as lajes correntes terão uma dimensão de 3.5 x 3.5 m, e sobre o terrapleno existente de 3.8 x 3.5 m, sendo estas dimensões adaptadas (para cima ou para baixo) nas zonas de remate com as estruturas existentes.

Nas juntas entre lajes serão utilizados varões de transferência, sendo, nas juntas de dilatação, aplicada uma cápsula com material deformável no topo dos varões. Estão previstas duas juntas de dilatação transversais, sensivelmente no final do cais e a meio do desenvolvimento do muro deflector, e uma longitudinal, sensivelmente a meio da largura do terrapleno.

A drenagem do terrapleno será superficial, tendo o pavimento uma pendente em direcção ao muro deflector / cais; esta pendente será ajustada de modo a fazer a ligação ao nível do acesso ao cais actual (que varia sensivelmente entre +4.20 no limite sul, junto ao enraizamento do acesso ao quebra-mar, e +3.80 no limite norte, na ligação ao terrapleno existente), e a atingir a cota do coroamento do cais, +3.20, no outro extremo. Prevê-se, à partida, que tal seja conseguido com uma inclinação de cerca de 2% numa distância de cerca de 40 m a partir da frente de cais / muro, até se atingir a cota +4.00, e de 1% a partir daí, no canto sul do terrapleno. Na ligação ao terrapleno procurar-se-á também ajustar as cotas do novo pavimento de modo a que, tanto quanto possível, se consiga uma transição suave entre a superfície antiga e a nova.

Para escoamento das águas de drenagem previu-se a execução de aberturas na base do muro deflector, com secção de 0,40 m x 0,20 m.

Sob o pavimento serão instaladas tubagens em PVC, com D 110 mm, envoltas em betão simples, para instalação de rede de iluminação pública. Previu-se a instalação destas tubagens numa quadrícula de 15 x 15 m, com pontos de saída nos nós para ligação às torres de iluminação; a localização exacta das torres, e dos respectivos pontos de saída e configuração da quadrícula será acertada em obra.

6.4.3 - Infra-estruturas para abastecimento de combustíveis

Tal como referido, o novo terrapleno e cais serão equipados com um conjunto de infraestruturas que permita mais facilmente a execução futura de instalações de abastecimento de combustíveis às embarcações.

Previu-se a instalação futura de dois depósitos cilíndricos de 10 000 l de capacidade, que têm dimensões da ordem de 1.9 m de diâmetro e de 4.2 m de comprimento.

Os depósitos ficarão enterrados, tendo a zona para a sua implantação sido definida de modo a possibilitar um recobrimento mínimo da sua geratriz superior de 1 m, e, simultaneamente, a evitar o quebraamento de rocha para a sua fundação. A escolha recaiu então numa zona adjacente ao acesso actual ao terrapleno portuário, a uma distância de cerca de 15 m deste, que as informações disponíveis (levantamento e ortofoto) indicam ser a mais favorável.

Nesta zona, com uma frente de 14 m (equivalente a quatro lajes do pavimento) e uma profundidade (variável) média até ao acesso actual de 17.5 m, o pavimento definitivo do terrapleno não será executado nesta fase, sendo substituído por um acabamento de carácter provisório, em laje em betão pobre com 0.15 m de espessura executada directamente sobre o enrocamento TOT do aterro (este pavimento será futuramente removido, para a instalação dos equipamentos do abastecimento de combustíveis, e substituído pelo pavimento definitivo descrito anteriormente).

Como os reservatórios ficam instalados em zona sujeita à maré, será necessário prever a colocação de “lastro” de modo a contrariar o efeito da impulsão hidrostática. Tal será proporcionado por caixões em betão armado colocados no fundo, sendo os depósitos cintados por cabos apropriados e fixos à laje de fundo do “caixão” (estes dispositivos de fixação serão instalados posteriormente, aquando da colocação dos depósitos).

Para além da lastragem dos depósitos os caixões assumem também uma função de “entivação” da escavação posterior necessária para a instalação dos depósitos, limitando a área de influência dessa escavação e a consequente perturbação do novo terrapleno.

Os caixões poderão ser prefabricados, total ou parcialmente, e serão colocados no fundo após regularização deste, com a remoção de elementos soltos, eventual quebraamento de algum pico rochoso e execução de uma camada de brita.

Os caixotões, um para cada depósito, terão paredes e laje de fundo em betão armado, com espessura de 0.3 m, e dimensões exteriores de 6.1 x 3.6 m em plante e 2.3 m de altura. Para evitar que flutuem em situação de preia-mar serão munidos de um conjunto de furos próximo da laje de fundo, executados com negativos de tubos de PVC de diâmetro 110 mm a instalar na cofragem das paredes.

Até à futura instalação dos depósitos os caixões serão preenchidos com areia, sobre a qual será colocada uma tela geotêxtil proporcionando a separação (temporária) do enrocamento TOT que preencherá o aterro até ao pavimento provisório atrás descrito.

Na zona definida de interrupção do pavimento definitivo, para além dos depósitos ficarão ainda instaladas outras infraestruturas enterradas necessárias ao funcionamento do posto de abastecimento de combustíveis (como separador de hidrocarbonetos, caixas de retenção de areias, etc.), a definir pelo futuro concessionário do posto.

Previu-se que as bocas de enchimento dos depósitos e as tubagens de respiro fiquem localizadas junto ao limite leste do terraplino, adjacentes do muro deflector, para não causar o atravancamento do plano do futuro terraplino. Assim, previu-se uma caleira, a executar nesta fase, de ligação deste ponto de enchimento (onde será posteriormente realizada uma bacia de retenção dos derrames de hidrocarbonetos) até ao encontro com a zona de pavimento provisório.

Esta caleira, que se designa Caleira 1, terá uma secção interior de 0.6 de largura por uma altura variável em função da pendente do terraplino, já que a sua laje de fundo manterá uma cota fixa, de cerca de 1 m abaixo do pavimento junto ao muro deflector (medido à base da laje). A caleira será moldada "in situ" em betão armado, e será coberta por tampas também em betão armado, com a geometria indicada nas peças desenhadas.

Esta caleira desemboca sob a futura de retenção, onde ficarão instaladas as bocas de enchimento dos depósitos e as tubagens de respiro. A delimitação desta futura bacia de retenção é proporcionada por um lancil que a sobreleva; ao longo do perímetro exterior do lancil será instalada uma caleira em betão polímero, para recolher eventuais derrames que ocorram fora da bacia.

Na zona da futura bacia será executado um pavimento provisório em betão pobre, tal como descrito para a zona dos depósitos de combustível; quando definidos e instalados os equipamentos para aqui previstos (bocas de enchimento dos depósitos e as tubagens de respiro), será então executado o pavimento definitivo, o qual deverá ter pendentes bem marcadas drenando para um sumidouro que encaminhará os eventuais derrames (junto com o escoamento da caleira em betão polímero) para tubagem a instalar na caleira 1, drenando esta para uma caixa de retenção de areias e depois para o separador de hidrocarbonetos, a instalar junto aos depósitos.

Saindo da zona dos depósitos em direcção ao muro deflector e cais, e correndo depois ao longo do tardo destes, será executada uma segunda caleira, semelhante à primeira mas de largura mais reduzida (designada Caleira 2), onde serão futuramente colocadas as tubagens para o abastecimento às embarcações (que ligarão ao equipamento / bomba de abastecimento, a definir pelo concessionário).

Devido à possibilidade de ocorrência de derrames nas tubagens, as caleiras serão estanques e preenchidas posteriormente com areia, envolvendo as tubagens.

6.5 - Protecção marginal

A protecção em enrocamento existente, que margina a estrada de acesso norte à vila, será consolidada através da protecção do seu coroamento com uma laje em betão armado, complementadas pela execução de um murete de remate do enrocamento actual.

O murete de betão simples será betonado “in-situ” e terá coroamento à cota +3.50 m (ZH), sendo o revestimento da retenção proporcionado por uma estrutura semelhante à do pavimento do terrapleno, anteriormente descrito.

Anteriormente à execução do pavimento a superfície existente será limpa e regularizada com detritos de pedra; a sua drenagem será superficial, sendo executadas aberturas na base do murete com geometria e espaçamento idênticos ao descrito atrás para o terrapleno.

No limite norte será feita a transição / compatibilização com a rampa do clube náutico.

6.6 - Dragagem da bacia interior

A área da bacia portuária interior definida pelo alinhamento do extremo do cais de abastecimento (existente) ao topo do passadiço flutuante exterior e pela margem será limpa / dragada até à cota -1.50 m (ZH), através da remoção de materiais soltos que aí se encontram.

A área de implantação desta dragagem é a indicada nas peças desenhadas.

6.7 - Nova ponte-cais de estacionamento

A nova ponte-cais de estacionamento fica localizada a norte do cais de abastecimento existente, enraizando na protecção marginal a cerca de 45 m daquele cais.

Apresenta uma forma em planta em L, com o troço maior, de enraizamento à margem, com 60 m de comprimento por 4 m de largura, e o troço menor com 12 m de comprimento por 6 m de largura. A cota de serviço é -1.00 m (ZH).

Trata-se de uma estrutura constituída por aduelas de betão armado, todas com a mesma secção em planta, colocadas lado a lado, numa fiada simples no troço maior da ponte-cais e em fiada dupla no troço menor.

As aduelas têm uma área em planta de 4 x 3 m, com três células no interior: uma central, maior, e duas menores e idênticas em cada extremo. A espessura das paredes é constante, de 0.25 m. As paredes das aduelas são armadas em cada face com ferros Ø12 mm espaçados de 0.15 m na horizontal e 0.20 m na vertical.

A estrutura da ponte cais é constituída por colunas de duas aduelas empilhadas, sendo a altura das aduelas correntes, designadas Tipo I, de 1.25 m. No troço da testa da ponte-cais, a altura das aduelas da fiada inferior é aumentada em 0.5 m para 1.75 m (aduelas Tipo II), para garantir boas condições de fundação e evitar o risco de infra-escavações aí. Uma aduela Tipo II é também utilizada no encontro da ponte-cais com a protecção marginal.

O poço constituído pela célula central das aduelas é cheio com enrocamento (detritos de pedreira), sendo os dois poços exteriores, de menor secção, cheios com betão simples.

As aduelas são fundadas sobre um maciço de enrocamento de 0.2 a 0.5 m, com uma altura de 0.5 m, colocado em vala aberta no fundo, à profundidade -1.50 m (ZH). No troço da testa a cota de fundação é rebaixada 0.5 m (os fundos naturais aí também se encontram a cotas inferiores), e o maciço de fundação é revestido por enrocamento de 5 a 10 m. Sob a área directa de implantação das aduelas, com uma margem de cerca de 0.5 m, a superfície de assentamento no enrocamento é regularizada com brita ou rachão; as aduelas de base são abertas (sem fundo), de modo que o enchimento dos poços (betão ou enrocamento) fica em contacto directo com a fundação.

O coroamento da ponte-cais é constituído por uma superestrutura em betão ligeiramente armado, com 1 m de espessura, até à cota superior +2.50 m (ZH).

No encontro com a protecção marginal há que retirar o enrocamento de 10 a 30 m que constitui o manto exterior desta, de modo a expor o núcleo de TOT. A primeira aduela da ponte-cais (Tipo II, como acima referido) é fundada à cota -0.25 m (ZH), junto ao pé do talude do núcleo em TOT existente da protecção; o espaço entre esta primeira aduela e o talude de TOT é depois preenchido também com enrocamento TOT, até à cota +1.5 m (ZH) (cota do início da superestrutura da ponte-cais) – este avanço do TOT implica depois também um avanço de todo o manto da protecção, que vai “abraçar” o enraizamento da ponte-cais. Esta zona avançada da protecção marginal terá estrutura idêntica à existente, aproveitando-se o enrocamento de 10 a 30 m previamente retirado e completando-se com novo fornecimento deste material.

A ligação da ponte-cais ao acesso a executar sobre a protecção marginal será feita por um maciço em betão ligeiramente armado, cuja face superior será em rampa, proporcionando a transição entre a cota do topo da ponte-cais, +2.50 m (ZH), e a cota daquele acesso (cerca de +2.80 m (ZH)).

A ponte-cais será equipada com cabeços / cunhos de amarração com capacidade nominal de 50 kN (idênticos aos previstos para o cais), espaçados de 5 m e chumbados directamente sobre a superestrutura (devido à reduzida capacidade destes equipamentos, não é necessário prever qualquer armadura de reforço nos pontos da sua instalação).

Serão ainda instaladas escadas de segurança em aço galvanizado, com um espaçamento de 18 m no troço principal da ponte-cais, e uma no topo do troço da testa. No local de implantação das escadas a superestrutura apresenta um entalhe de 0.75 x 0.30, de modo a que a escada fique ligeiramente recuada em relação à face do cais. O mesmo entalhe é também executado na aduela superior (a escada abrange apenas esta aduela), sendo a espessura das paredes exteriores aumentada profundidade do entalhe, para 0.55 m; estas aduelas especiais são denominadas Tipo IA (com escadas de ambos os lados, no troço principal da ponte-cais) e Tipo IB (com escada apenas de um dos lados, no topo da testa da ponte-cais).

A ponte-cais será ainda equipada com redes de abastecimento de água e de energia, com as tubagens inseridas em negativos a deixar no betão da superestrutura e com módulos de serviços multiusos para fornecimento às embarcações.

6.8 - Substituição de passadiços existentes

Os passadiços danificados pela acção do furacão Lorenzo serão removidos, e substituídos por outros de características equivalentes, incluindo a respectiva infra-estruturação com redes de abastecimento de água e de energia, os respectivos módulos multiusos e estacas equipadas com poitas.

7 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS INDICATIVOS

7.1 - Prolongamento do Quebra-mar

O prolongamento do quebra-mar para sul consiste numa estrutura semelhante à existente, incluindo núcleo em ToT, submanto de filtro em enrocamento seleccionado e manto resistente em blocos cúbicos tipo Antifer.

A localização dos trabalhos e alguns constrangimentos operacionais poderão colocar condicionantes aos trabalhos de construção que importa acautelar, nomeadamente as pequenas profundidades, com os fundos próximo do 0,00 m (ZH) praticamente impossibilitando a aproximação aos trabalhos por via marítima.

Os principais processos construtivos são descritos em seguida.

Colocação dos enrocamentos do núcleo

O núcleo do prolongamento do quebra-mar será realizado por via terrestre com os enrocamentos a serem transportados por Dumper/camião e basculados directamente na frente do quebra-mar. A colocação deverá ser realizada por secções de modo a que se comecem os trabalhos de colocação do submanto assim que possível e o núcleo permaneça exposto o menor período de tempo possível.

A colocação do ToT deverá ser acompanhada por controlo topográfico e este deverá ser realizado sempre antes do início da colocação dos mantos subsequentes.

Colocação dos enrocamentos em submantos

A colocação dos enrocamentos dos submantos deverá realizar-se com a maior brevidade possível de modo a reduzir a superfície de núcleo exposta à agitação e assegurar a estabilidade dos taludes.

Colocação dos blocos de betão dos mantos de protecção

A colocação dos blocos far-se-á por via terrestre, a partir do coroamento do molhe.

Antes do início da colocação dos blocos nos mantos de protecção a geometria do submanto, sobre o qual assentarão os blocos, deve ser verificada topograficamente.

Os blocos devem ser colocados de acordo com uma malha previamente determinada e a colocação deve ser verificada por sistemas de georreferenciação. Na colocação de blocos na parte imersa dos taludes, estes trabalhos poderão também ser acompanhados por equipas de mergulho.

7.2 - Obra interiores

Cais e Terrapleno

Dragagem / quebramento de rocha

A dragagem / quebramento de rocha na zona adjacente ao cais terá que preceder a construção deste. Prevê-se que trabalho seja realizado por via marítima, principalmente para a obtenção (numa primeira fase) de uma faixa junto à futura frente de cais, à cota - 2.50 m (ZH), que possibilite a execução do painel da frente de cais a esta cota (esta faixa deve ter uma largura suficiente para que uma segunda fase de dragagem – para levar a bacia também à cota -2.50 – não ponha em risco a integridade daquele painel.

Nesta fase terá também que ser executada uma plataforma à cota -0.50 m (ZH), com cerca de 3 m de largura, para fundação do maciço do cais. Esta plataforma dista, no seu alinhamento mais afastado, cerca de 6 a 8 m da plataforma do terrapleno existente, e, por isso, poderá também encarar-se a sua realização a partir desta plataforma.

Betonagem “in-situ” do cais

A execução do cais, totalmente betonado “in situ”, será feita por fases, à partida com equipamento de base terrestre, situado sobre o terrapleno existente.

Numa primeira fase será betonado um maciço de betão simples, submerso, entre as cotas -0.50 m (ZH) e +0.50 m (ZH), executado por “tremie”. Segue-se uma segunda fase de betonagem, que já poderá ser realizada à maré, da continuidade do maciço inicial, mas aqui deverá ser prevista a incorporação de ferros de ligação ao painel frontal do cais, a betonar no final.

Finalmente serão preparadas as armaduras e cofragens para executar o painel frontal do cais e o coroamento deste. Para assegurar a estanquicidade da base do painel de cofragem previu-se a colocação de sacos de betão, que ficarão incorporados na obra. O cais será executado por troços, podendo a cofragem lateral entre troços, na parte inferior do painel que é executada contra a superfície irregular de desmonte da rocha, ser executada com mangas de geotêxtil (que depois ficam incorporadas na estrutura) ou de plástico.

Este trabalho exige o acompanhamento por equipas de mergulhador durante as suas diferentes etapas.

Colocação de enrocamento TOT no terrapleno

A colocação de enrocamento TOT no terrapleno será feita por via terrestre, com os enrocamentos a serem transportados por Dumper/camião e basculados directamente nas frentes de avanço, sendo depois espalhado com bulldozers. Em princípio tal ser feito por linhas de avanço, devendo a primeira a ser realizada situar-se no limite oeste do

terrapleno, de modo a que sirva também de apoio à execução do muro deflector (proporcionado uma plataforma emersa paralela a todo o comprimento deste).

O enchimento estende-se depois para o interior do terrapleno, deixando livre a zona de colocação dos caixões para os depósitos de combustível.

Betonagem “in situ” do muro deflector

Em algumas zonas este trabalho poderá ser executado à maré, mas ao longo da maior parte do seu desenvolvimento exige o acompanhamento e prestação de equipas de mergulhadores, nomeadamente para execução dos furos e colocação dos perfis IPN previstos.

Para além desta operação, a solidarização do muro aos fundos rochosos exige ainda a escarificação da rocha e a remoção de blocos soltos. Para facilitar estas operações, e a subsequente betonagem do muro, será vantajoso dispor de uma plataforma de trabalho emersa, paralela à implantação do muro e a curta distância deste, que será proporcionada pela linha de avanço de enrocamento TOT na constituição do terrapleno, como atrás referido.

Os painéis de cofragem poderão ter de ser cortados / ajustados subaquaticamente à superfície irregular da rocha, podendo ainda ser utilizados, por exemplo, sacos de areia, dispostos de forma criteriosa por mergulhadores para garantir a estanquicidade inferior dos panos de cofragem.

A betonagem poderá depois ser feita a partir de equipamento de base terrestre, situado sobre a plataforma de trabalho de TOT, e poderá ser feita por fases.

Remoção de enrocamentos do acesso de serviço ao quebra-mar

Ao longo do pé do talude norte do acesso de serviço ao quebra-mar poderá ser executada uma outra linha de avanço de enrocamento TOT de enchimento do terrapleno, que servirá de plataforma de trabalho para a remoção dos enrocamentos classificados e, posteriormente, para a execução do Muro Tipo 2. Utilizando retroescavadoras ou guras os enrocamentos serão removidos e colocados em local temporário para o seu posterior reaproveitamento.

Betonagem “in situ” do muro Tipo 2

Este muro será betonado “in situ” sobre uma plataforma de enrocamento TOT que será executada à cota do coroamento do núcleo também TOT do acesso de serviço ao quebra-mar. A cota desta plataforma é cerca de +1.50 m (ZH), pelo que esta betonagem poderá ser realizada praticamente sempre a seco, apenas em caso de marés vivas será necessário prever trabalho à maré.

Colocação de enrocamentos na protecção do muro deflector

Após a betonagem do muro deflector (ou, eventualmente, após uma primeira fase de betonagem envolvendo o maciço inferior e antes da execução do deflector propriamente dito), o enrocamento de 30 a 60 kN retirado do talude norte do acesso ao quebra-mar será colocado a preencher as zonas baixas entre os afloramentos rochosos na frente do muro. Esta colocação será feita a partir da plataforma de trabalho auxiliar em enrocamento TOT executada previamente no tardo do muro, com recurso a retroescavadoras ou gruas.

Caixões para depósitos de combustíveis

Os caixões para instalação futura dos depósitos de combustível poderão ser prefabricados total ou parcialmente (envolvendo esta prefabricação parcial, por exemplo, a laje de fundo e a parte inferior das paredes, até se atingir uma cota adequada para facilitar depois a betonagem da restante altura “in situ”).

Previamente à instalação das peças, os fundos terão que ser regularizados, prevendo-se a remoção essencialmente de blocos soltos e a colocação de uma camada de brita de regularização. Este trabalho poderá ser feito essencialmente com equipamento de base terrestre, posicionado sobre uma plataforma de trabalho em enrocamento TOT de preenchimento do terraplino criando uma moldura em torno da base dos caixões. Requererá, no entanto, algum apoio de mergulhador na verificação da regularização e, eventualmente, no apoio à colocação das peças prefabricadas.

Após a conclusão dos caixões, estes serão preenchidos com areia no interior e será completado o enchimento do terraplino com TOT em seu torno. Sobre os caixões cheios será colocada uma tela geotêxtil e depois executado o restante enchimento do terraplino com enrocamento TOT até à cota de base do pavimento (que aqui é provisório, constituído por betão pobre executado directamente sobre o TOT).

Pavimento

O pavimento será executado segundo os processos tradicionalmente adoptados para este tipo de trabalho, não se pondo aqui qualquer dificuldade ou questão específica relativos à obra em presença.

Protecção Marginal

Betonagem “in situ” do murete de remate

Este trabalho é semelhante ao anteriormente descrito para a execução do Muro Tipo 2 do terraplino.

Pavimento

Este trabalho é idêntico ao anteriormente descrito para a execução do pavimento do terrapleno.

Dragagem da bacia interior

Este trabalho é semelhante ao anteriormente descrito para a dragagem da bacia frente ao novo cais.

Nova ponte-cais de estacionamento

Dragagem / quebramento de rocha para abertura da vala de fundação

Este trabalho é semelhante ao anteriormente descrito para a dragagem / quebramento de rocha junto ao novo cais.

Colocação de enrocamento na fundação

A colocação de enrocamento de 0.2 a 0.5 kN para constituição da base de fundação da ponte-cais poderá ser feita com equipamento de base terrestre, ou, eventualmente, a partir de batelão (sobretudo nas zonas onde já se atinge uma maior profundidade).

Os enrocamentos serão colocados com recurso a “grab” ou equivalente, e depois regularizados (com a colocação de uma camada de brita ou rachão), com a assistência de mergulhadores.

Execução da estrutura da ponte-cais

A ponte-cais será, em princípio, executada com equipamento de base terrestre, com as aduelas a serem colocadas com grua que terá que ter alcance suficiente para colocar várias colunas a partir de cada posição. Após a colocação das aduelas, com o apoio de mergulhadores, os poços formados pelas células serão preenchidos com os materiais correspondentes (betão ou enrocamento), e o troço da superestrutura sobre essas colunas executado, para possibilitar de pois o avanço da grua sobre este e a realização de novo troço da ponte-cais.

Em alternativa, a estrutura poderia ser executada por via marítima, o que tornaria o processo mais expedito, mas as pequenas profundidades impõem uma restrição importante a esta aproximação, pelo menos no troço inicial da obra.

**ANEXO – RESULTADOS DE VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CAIS
(PROGRAMA GEO5)**

SITUAÇÃO DE CÁLCULO

a) - Nível da água BMAV

Impulsos activos estáticos devidos aos aterros + sobrecargas + tracção nos cabeços + desnível hidrostático

SITUAÇÃO DE CÁLCULO

b) Nível da água PMAV

Impulsos activos estáticos devidos aos aterros + sobrecargas + tracção nos cabeços + desnível hidrostático

SITUAÇÃO DE CÁLCULO

c) -Sismo descendente

Impulsos activos estáticos devidos aos aterros + 50% das sobrecargas uniformemente distribuídas + acção sísmica, (Nível médio das águas).

SITUAÇÃO DE CÁLCULO

d) -Sismo ascendente

Impulsos activos estáticos devidos aos aterros + 50% das sobrecargas uniformemente distribuídas + acção sísmica, (Nível médio das águas).