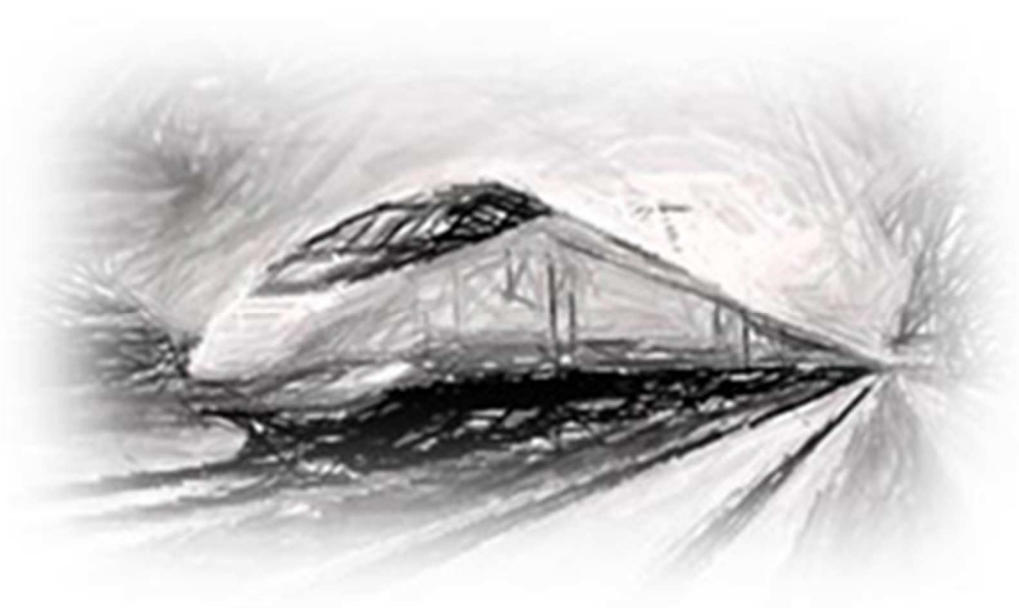


LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA

TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ

SUBTROÇO A4 – KM 49+900 AO KM 69+563



PROJETO DE EXECUÇÃO

V02 – INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)

Tomo 02.01.00.681 – P 68.1 - PONTE SOBRE O RIO DOURO

Memória Descritiva e Justificativa

Anexo A03 - Proteções Contra Erosões Localizadas no Contorno dos Pilares

Controlo de Assinaturas

Realizado	Revisto	Aprovado Coordenador Projeto
Francisco Taveira Pinto Paulo Rosa Santos Tiago Ferradosa	Susana Bispo Pedro Cabral	Pedro Cabral Tiago Vieira
14-08-2025	14-08-2025	14-08-2025
Data e Assinatura	Data e Assinatura	Data e Assinatura

Não necessita de assinatura se aprovado eletronicamente

Informação Adicional	Informação do Documento	
O Gestor de Projeto -	Código Documento PF102A4.AP.02.01.00.681.MDJ.A03.01	
O Responsável Unidade -	Revisão 01	Data 30-04-2026
O Responsável Departamento -	Código Projetista P433.DLAV	
O Diretor -	Nome do Ficheiro PF102A4.PR.02.01.00.681.MDJ.A03.01.DOCX	

Registo de Alterações

Rev	Data	Autor	Secção Afetada	Alterações
00	14-08-2025	Vários	Edição inicial	-----
01	30-04-2026	Vários	Revisão Geral	Revisão Geral

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA**TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ****SUBTROÇO A4 – KM 49+900 AO KM 69+563****PROJETO DE EXECUÇÃO****V02 – INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)****TOMO 02.01.00.681 – P 68.1 - PONTE SOBRE O RIO DOURO****MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA****ANEXO A03 – PROTEÇÕES CONTRA EROSÕES LOCALIZADAS NO CONTORNO DOS
PILARES****ÍNDICE**

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	DADOS BASE E CONDICIONANTES HIDROLÓGICAS.....	2
2.1	Zona de interesse e condicionantes locais.....	2
2.2	Caracterização das fundações	3
2.2.1	Geometria dos pilares a proteger	3
2.2.2	Ângulo de ataque do escoamento	6
2.2.3	Diâmetro equivalente	7
2.3	Caracterização do leito móvel	8
2.3.1	Granulometria e caracterização do solo	8
2.3.2	Valores utilizados para dimensionamento	10
2.4	Definição da Profundidade de água.....	10
2.5	Velocidades do escoamento.....	10
2.6	Consideração dos efeitos das alterações climáticas no dimensionamento	15
2.7	Valores para dimensionamento.....	15
3	ESTIMATIVAS DE EROÇÃO LOCALIZADA.....	17
3.1	Profundidade de erosão localizada.....	17
3.2	Caracterização de dunas.....	18
3.3	Profundidade máxima de erosão localizada	19
3.4	Extensão máxima da fossa de erosão	19
4	ROTEÇÕES CONTRA EROSÕES LOCALIZADAS NO CONTORNO DOS PILARES	20
4.1	Armadura (camada superior).....	20
4.1.1	Dimensões dos blocos de enrocamento.....	20

4.1.2	Material de enrocamento	21
4.1.3	Espessura da armadura.....	22
4.1.4	Extensão dos tapetes de enrocamento	22
4.2	Filtro Granular	23
4.2.1	Material de filtro.....	23
4.2.2	Espessura e extensão do filtro granular	24
4.3	Camada de geotêxtil	24
4.4	Recomendações construtivas e de instalação	25
4.5	Recomendações para monitorização	26
5	CONCLUSÕES.....	28
	REFERÊNCIAS	30

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Solução prevista em Projeto de Execução, com duplo tabuleiro rodoferroviário. Travessia ferroviária em cima e rodoviária em baixo. Direção de escoamento: de baixo para cima.....	2
Figura 2 – Corte longitudinal das travessias ferroviária (em cima) e rodoviária (em baixo).....	3
Figura 3 – Geometria dos pilares T1 e T2 da travessia ferroviária.	4
Figura 4 - Configuração dos pilares no local PR8. Direção do escoamento da direita para a esquerda.....	5
Figura 5 - Configuração dos pilares no local PR9. Direção do escoamento da direita para a esquerda.....	5
Figura 6 - Configuração dos pilares no local PR10. Direção do escoamento da direita para a esquerda.....	6
Figura 7 - Configuração do pilar no local PF6. Direção do escoamento da direita para a esquerda.	6
Figura 8 – Alinhamento e ângulo de ataque entre o eixo maior dos pilares T1, T2 e PR10 e a direção incidente do escoamento para a cheia centenária ($T_r=100$ anos). Ângulos máximos de ataque $\alpha_{T1}=19^\circ$, $\alpha_{T2}=31^\circ$ e $\alpha_{PR10}=19^\circ$	7
Figura 9 – Localização das prospeções (Levantamento Geológico e Geotécnico – 31/03/2026) – Relatório n.º R8492 RG-GL00-1-RL-001.	9
Figura 10 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.	11
Figura 11 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.	12
Figura 12 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.	12
Figura 13 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.	13
Figura 14 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (CI=5%).	13

Figura 15 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (CI=5%).	14
Figura 16 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (CI=5%).	14
Figura 17 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (CI=5%).	15

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Diâmetro equivalente dos pilares, segundo FDOT (2024) - D_{ep} e convertendo a secção transversal do embasamento para uma secção circular equivalente D_{epc} .	8
Quadro 2 – Prospeções e características do solo na camada superficial do leito do rio (n.d. – não definido).	9
Quadro 3 – Profundidade de água junto de cada pilar para o intervalo de confiança 95% ($T_r=100$ anos).	10
Quadro 4 – Velocidade do escoamento máxima nos pilares considerada para efeitos de dimensionamento.	11
Quadro 5 – Valores de dimensionamento ($T_r=100$ anos).	16
Quadro 6 – Profundidade de equilíbrio de erosão localizada considerando o pilar equivalente FDOT (S_e) e o pilar de área circular equivalente (S_{ec}) para condições de $T_r=100$ anos.	17
Quadro 7 – Profundidade de equilíbrio da erosão localizada, considerando o solo não erodível do zonamento geotécnico com uma margem de segurança de 1 m.	18
Quadro 8 – Altura e comprimento da formação dunar segundo Van Rijn (1984).	19
Quadro 9 – Profundidade máxima da erosão localizada.	19
Quadro 10 – Extensão máxima da fossa de erosão.	19
Quadro 11 – Estimativa do D_{50} (m) blocos de enrocamento para a armadura do rip-rap $T_r=100$ anos.	20
Quadro 12 – Estimativa do D_{50} (m) blocos de enrocamento para a armadura do rip-rap $T_r=1000$ anos.	20
Quadro 13 – D_{50} (m) para os blocos de enrocamento ($T_r=100$ anos).	21
Quadro 14 – Classe de material para os blocos de enrocamento (EN13383-1).	21
Quadro 15 – Classe de material para os blocos de enrocamento (EN13383-1).	22
Quadro 16 – Extensão dos tapetes de enrocamento recomendada pela literatura e a adotada considerando o solo granítico não erodível.	23
Quadro 17 – Material de filtro granular.	24
Quadro 18 – Extensão recomendada e adotada para os tapetes de enrocamento.	28

1 INTRODUÇÃO

A construção de pontes suportadas por pilares colocados no leito de um rio poderá criar perturbações locais no escoamento fluvial que podem causar o fenómeno de erosão localizada junto das fundações e pilares. Assim, é importante acautelar o referido fenómeno, estabilizando a cota do leito do rio em torno dos pilares expostos à ação erosiva do escoamento. O projeto da LAV Porto-Lisboa está dividido em várias fases, sendo a primeira fase a ligação entre o Porto e Oiã, que contempla uma nova ponte sobre o rio Douro.

O presente estudo recorre às metodologias de previsão de profundidades de erosão localizada e da extensão das fossas de erosão, bem como a métodos consagrados no estado da arte para dimensionar as proteções de enrocamento, que acautelam o fenómeno em causa na travessia rodoferroviária prevista.

A travessia que é proposta neste projeto (doravante designada como cenário de Projeto de Execução) integra ambas as travessias numa única estrutura, mas, neste caso, prevê a instalação de três alinhamentos de apoio no leito do rio, dois de maior dimensão, um junto à margem esquerda e outro entre o canal de navegação e a margem direita, e um terceiro apoio de dimensões muito reduzidas e mais afastado do canal de navegação do Rio Douro, junto à margem direita.

O presente documento apresenta os termos do dimensionamento das proteções contra erosões localizadas para os pilares PR1 a PR9, PF4 a PF6, T1 e T2 e ainda para o pilar PR10.

O documento define as características geométricas e mecânicas a respeitar no sentido de acautelar o fenómeno de erosão localizada. Os resultados demonstram que as soluções propostas consistem, ainda que apresentem diferentes extensões e espessuras, em camadas de armadura preconizadas por enrocamento LMA 40/200 ou LMA 60/300, um filtro granular de brita 4/12 mm e um geotêxtil da classe B.

O relatório apresenta ainda recomendações construtivas para a instalação das proteções e orientações para a monitorização da sua eficácia ao longo do tempo, reconhecendo que a natureza dinâmica do meio fluvial exige vigilância contínua, mesmo após a execução da obra, pese embora o seu dimensionamento conservador.

2 DADOS BASE E CONDICIONANTES HIDROLÓGICAS

2.1 ZONA DE INTERESSE E CONDICIONANTES LOCAIS

A zona de interesse do presente estudo corresponde ao trecho do Rio Douro, para o qual está prevista, uma solução de travessia com duplo tabuleiro, um para a via-férrea (superior) e outro para a via rodoviária (inferior), Figura 1. Esta vias correspondem a uma parcela do troço Porto (Campanhã) a Oiã, estabelecido no projeto da Linha Ferroviária de Alta Velocidade (subtroço A4). Os elementos EF1, PF1, PF2 e PF3, assim como o PF7 ao PF10 e EF2 não foram objeto da presente análise por se encontrarem a uma cota superior à do tabuleiro inferior (*i.e.*, da travessia rodoviária) e, por isso, expectavelmente fora da ação do escoamento em situação de cheia centenária e/ou milenar, segundo o estudo hidráulico que antecede o presente documento (Tomo 02.01.00.681 – Ponte sobre o Rio Douro, Memória Descritiva e Justificativa, Anexo A01 – Estudo Hidráulico).

Para efeitos de proteção contra as erosões localizadas, optou-se por apresentar uma solução de tapete de enrocamento do tipo *rip-rap*. Esta solução destaca-se pela facilidade de instalação e competitividade a nível de custos, bem como, pelo facto de ser uma solução recorrentemente aplicada na prática da engenharia de pontes.



Figura 1 – Solução prevista em Projeto de Execução, com duplo tabuleiro rodoferroviário. Travessia ferroviária em cima e rodoviária em baixo. Direção de escoamento: de baixo para cima.

Importa referir que o trecho em estudo conta com três pilares com fundações parcial ou totalmente submersas (T1, T2 e PR10), podendo ainda as fundações dos pilares PR1 a PR9 e PF4 a PF6 encontrar-se em submersão em casos de subida do nível da água, nomeadamente em situação de cheia centenária ou milenar. Em condições de NMM, estando os pilares PR1 a PR9 não submersos e acessíveis, poder-se-ão adotar as seguintes opções, sendo os termos de dimensionamento apresentados na secção 4 e seguintes:

- 1) não proteção destes pilares, desde que assegurada a monitorização regular e o posterior reenchimento do solo até à cota original da superfície do terreno em caso de necessidade ou;
- 2) proteção do tipo *rip-rap* para os pilares PR1 a PR7 nos termos aplicados ao pilar PR8;
- 3) proteção do tipo *rip-rap* para o pilar PR9 em termos próprios.

Nas mesmas condições e de igual modo, para os pilares PF4 a PF6, podem tomar-se as seguintes opções:

- 1) não proteção destes pilares, desde que assegurada a monitorização regular e o posterior reenchimento do solo até à cota original da superfície do terreno em caso de necessidade ou;

2) proteção do tipo *rip-rap* para os pilares PF4 a PF5 nos termos aplicados ao pilar PF6.

Acrescenta-se, também, a possibilidade de ocorrer erosão localizada, em caso de submersão junto dos elementos ER1 e ER2. A posição destes elementos estruturais, assim como os locais de submersão dos elementos T1, T2 e PR10 em condições NMM apresentam-se no alçado da Figura 2.

É de realçar que na margem direita, o perfil geológico-geotécnico aponta para a existência de maciço rochoso que se aproxima da superfície e que conduz a um menor grau de preocupação no que respeita aos processos erosivos, tendo particular importância no que respeita à análise dos elementos T2 e PR10.

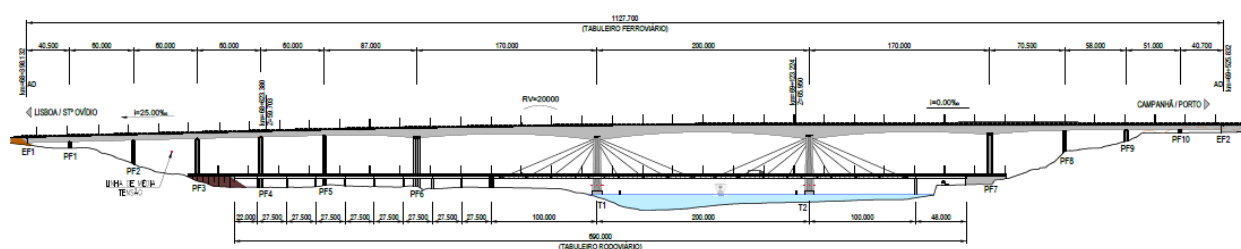


Figura 2 – Corte longitudinal das travessias ferroviária (em cima) e rodoviária (em baixo).

2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

2.2.1 GEOMETRIA DOS PILARES A PROTEGER

Apresentam-se em seguida as considerações do ponto de vista da geometria dos elementos de fundação da travessia, para posterior estimativa de erosão localizada e definição de proteções a aplicar em caso de necessidade.

2.2.1.1 Pilares T1 e T2

A Figura 3 apresenta a geometria complexa dos pilares com fundação submersa (T1 e T2). Na Figura 3 observa-se que estes pilares possuem uma sapata de 25 m por 20 m (na transversal ao escoamento), que assenta em 20 estacas de 2.5 m de diâmetro cada uma. Os pilares desenvolvem-se na vertical com secção variável não circular, desde o corte p/torre ao maciço de embasamento que assenta concentricamente sobre a sapata mencionada.

Para o pilar T1, observa-se um desenvolvimento vertical exposto à direção dominante do escoamento onde se destaca o maciço de embasamento com uma secção transversal com 9.82 m de altura. No caso do T2, esta altura é de 11.78 m.

Em ambos os casos, a secção em planta do maciço aproxima-se de uma elipse (com irregularidades de perímetro) com eixo maior de 19.3 m na direção mais próxima da direção dominante do escoamento, e de eixo menor de 9.4 m na direção transversal ao escoamento.

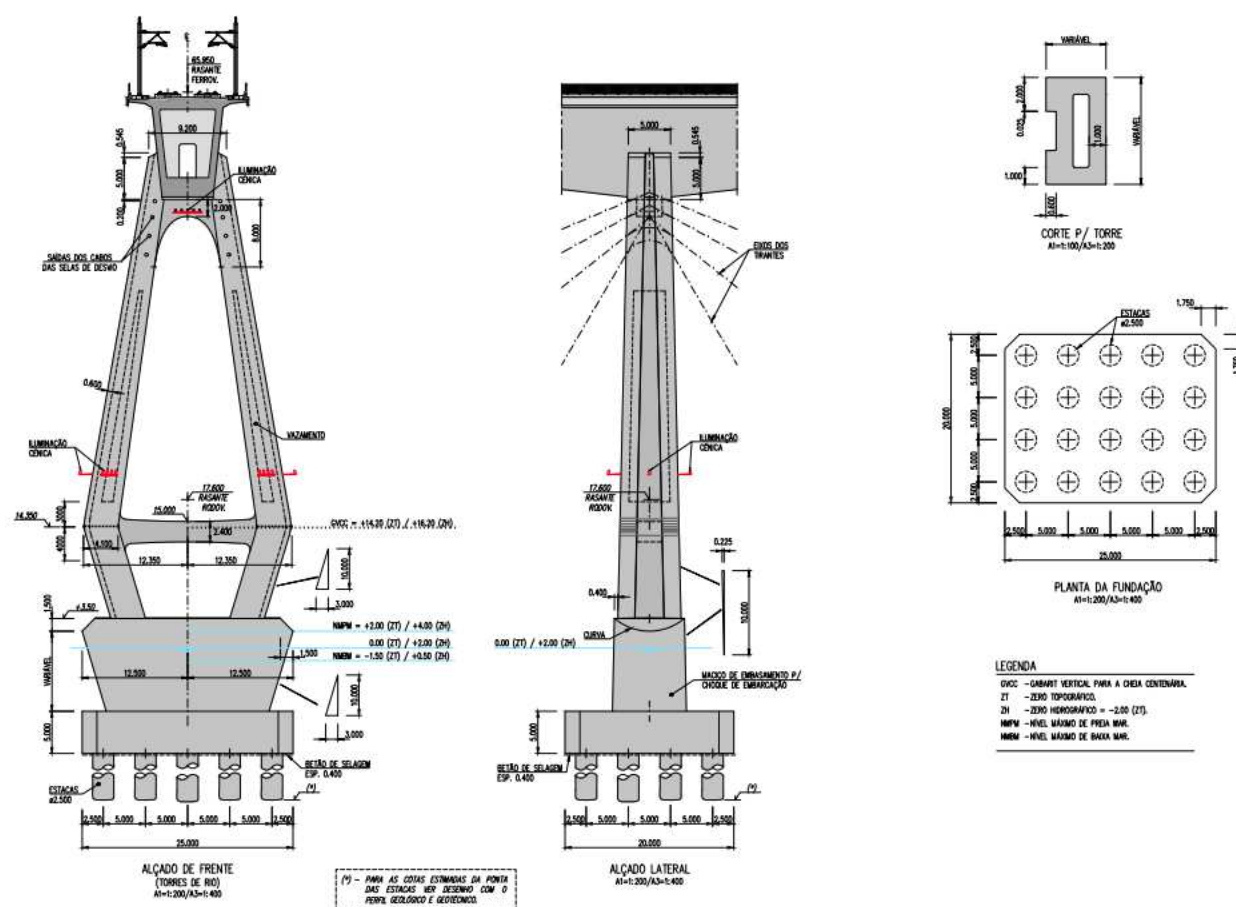


Figura 3 – Geometria dos pilares T1 e T2 da travessia ferroviária.

2.2.1.2 Pilar PR8

No caso do pilar PR8, cuja geometria é igual à dos pilares PR1 a PR7, destaca-se a existência de 2 conjuntos de 2 pilares circulares, cada um com diâmetro 1.2 m. Cada conjunto assenta sobre uma sapata de 7.4 m por 1.6 m (na transversal ao escoamento) com altura de 1.4 m. A referida sapata assenta sobre duas estacas de 1.2 m de diâmetro. Os pilares em causa, como se constata pela Figura 4, encontram-se diretamente expostos à ação do escoamento para os níveis de água mais elevados.

Deste modo, considerou-se que podem ser analisados desconsiderando eventuais efeitos de sombra e propagação de estruturas de turbulência do pilar mais a montante para o pilar mais a jusante. Não obstante, seria importante realçar que a análise do escoamento com recurso a ferramentas de software *Computational Fluid Dynamics* (CFD) e/ou com recurso à modelação física permitiria otimizar a proposta de proteção rip-rap a ser colocada, para atender aos efeitos de proximidade entre elementos.

Respeitando uma abordagem conservadora, realizou-se o dimensionamento de proteção para o pilar mais exposto ao escoamento, sendo essa solução posteriormente aplicada ao pilar que se encontra na “zona de sombra”.

Esta opção, em conjugação com a assunção conservadora no que respeita às velocidades para dimensionamento e à profundidade de água, contribui no sentido de acautelar eventuais contrações locais do escoamento entre pilares, cuja menor distância é de 4.60 m a contar do perímetro exterior.

A jusante deste par de pilares, replica-se a mesma estrutura a uma distância de 7.92 m e que deverá ser protegida de igual modo.

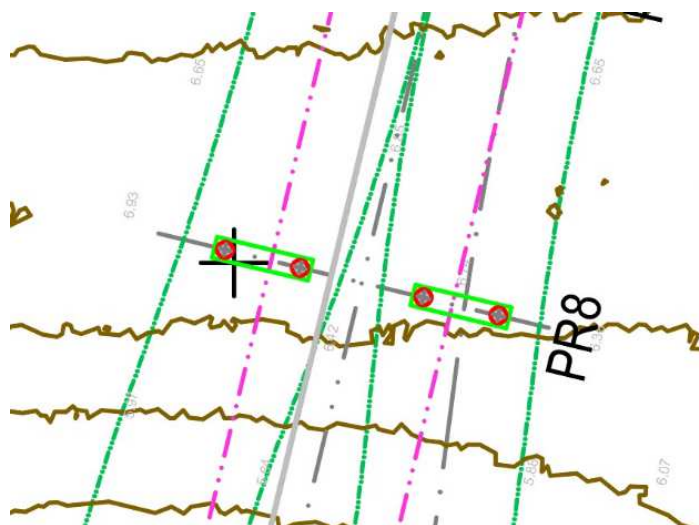


Figura 4 - Configuração dos pilares no local PR8. Direção do escoamento da direita para a esquerda.

2.2.1.3 Pilar PR9

O pilar PR9, apresentado na Figura 5, possui geometria retangular de 4.35 m (transversal ao escoamento) por 25 m de comprimento com perímetro irregular que assenta sobre uma sapata com 5.8 m por 26.2 m e com altura de 1.8 m. Esta sapata encontra-se sobre 14 estacas de 1.2 m de diâmetro cada uma. A distância entre estacas é de 4 m na longitudinal ao escoamento e de 3.60 m na direção transversal.



Figura 5 - Configuração dos pilares no local PR9. Direção do escoamento da direita para a esquerda.

2.2.1.4 Pilar PR10

O apoio PR10 é constituído por dois pilares de geometria circular e com diâmetro de 2 m (Figura 6), implantados obliquamente face à direção local do escoamento. À semelhança do PR8, procurou-se adotar uma abordagem conservadora, realizando-se o dimensionamento de proteção para o pilar

mais exposto ao escoamento, sendo essa solução posteriormente aplicada ao pilar que se encontra na “zona de sombra”. A menor distância entre pilares é de 8.67 m a contar do perímetro exterior.

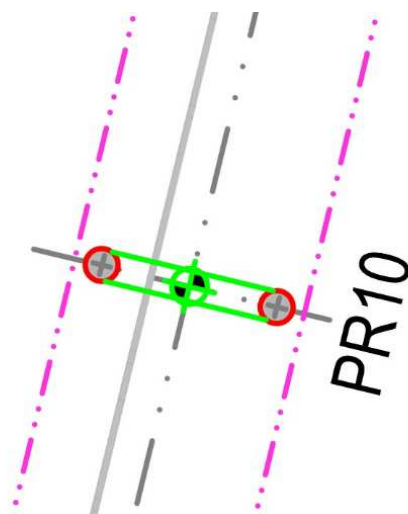


Figura 6 - Configuração dos pilares no local PR10. Direção do escoamento da direita para a esquerda.

2.2.1.5 Pilar PF6

No que concerne ao pilar PF6 (Figura 10), importa realçar a geometria retangular de 9 m por 6 m (na transversal ao escoamento) que assenta sobre uma sapata de 13 m por 18 m. Existem ainda 12 estacas espaçadas de 5 m (em ambas as direções), com 2 m de diâmetro cada uma.



Figura 7 - Configuração do pilar no local PF6. Direção do escoamento da direita para a esquerda.

2.2.2 ÂNGULO DE ATAQUE DO ESCOAMENTO

Para efeitos de análise, importa referir que devido à curvatura do traçado do rio Douro, existe algum desalinhamento entre a direção do escoamento incidente e as secções transversais dos pilares, conforme se exemplifica para o T1, T2 e PR10 na Figura 8. Não obstante, no sentido de garantir uma abordagem conservadora, sempre que possível e dependendo da metodologia, transformou-se cada

um dos pilares da ponte num pilar equivalente de secção transversal circular, majorado pelo fator correspondente ao ângulo de ataque do escoamento (segundo a abordagem FDOT, 2024). Para os pilares de geometria circular, o presente parâmetro não influencia a estimativa de erosão localizada.

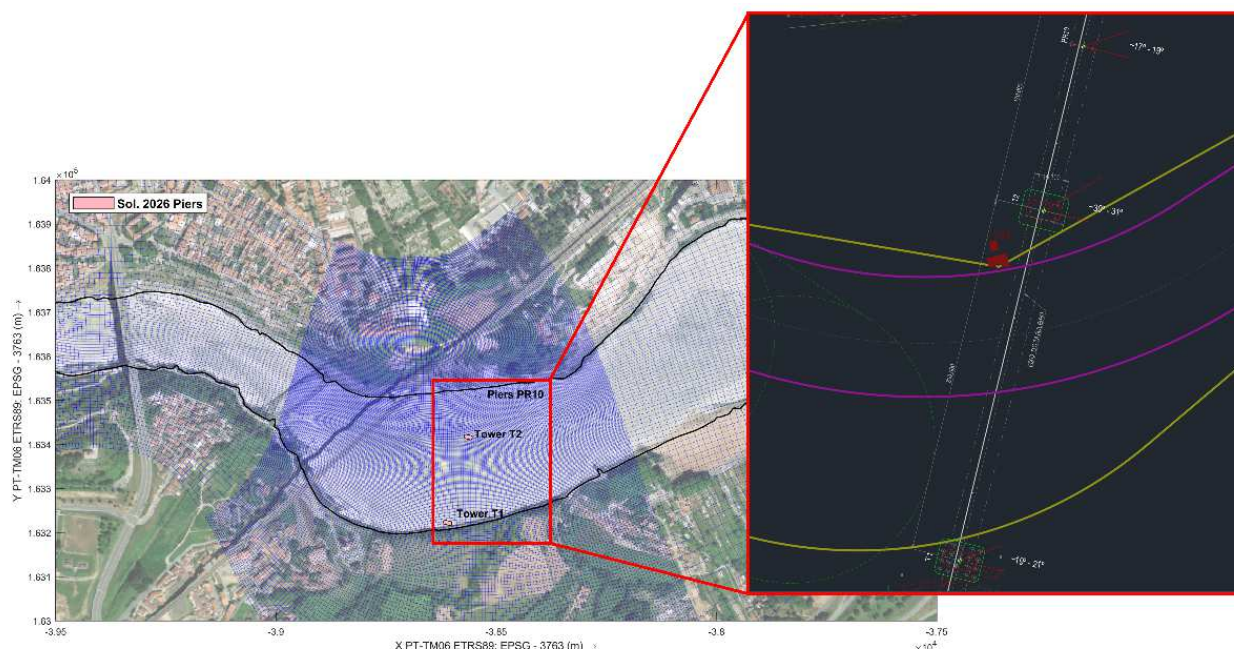


Figura 8 – Alinhamento e ângulo de ataque entre o eixo maior dos pilares T1, T2 e PR10 e a direção incidente do escoamento para a cheia centenária ($T_r=100$ anos). Ângulos máximos de ataque $\alpha_{T1}=19^\circ$, $\alpha_{T2}=31^\circ$ e $\alpha_{PR10}=19^\circ$.

2.2.3 DIÂMETRO EQUIVALENTE

As geometrias anteriormente apresentadas correspondem a projeções complexas quer na direção transversal, quer na projeção vertical, isto é, no que respeita à área impactada pelo escoamento. Na prática corrente é habitual efetuar-se a conversão da geometria complexa para um pilar circular equivalente. Para o efeito, pode ser utilizado o método do *Florida Department of Transportation, Bridge Scour Manual* (FDOT, 2024) para determinar o diâmetro de um pilar circular que produz, em teoria, uma profundidade de erosão similar à do pilar complexo, ou seja, o diâmetro equivalente.

Nos casos do PR8, PR9 e PF6, por se encontrarem essencialmente emersos e pelo facto de as suas sapatas se encontrarem abaixo do nível do solo, considerou-se a máxima dimensão exposta ao escoamento acima do nível do solo. No caso dos pilares T1 e T2, considerou-se a máxima dimensão exposta ao escoamento na secção de embasamento. No caso do pilar PR10, considerou-se a geometria circular exposta ao escoamento.

No caso da cheia centenária e da cheia milenar, é natural a ocorrência de um regime de escoamento do tipo *live-bed* regime, no entanto, para efeitos de análise (abordagem conservadora), sempre que possível, as estimativas de pilar equivalente foram aplicadas para o regime de *clear-water*, onde a reposição de sedimentos vindos de montante para reenchimento natural das fossas de erosão é nulo.

Utilizou-se ainda o ângulo de ataque que maximiza o diâmetro equivalente - D_{ep} (ver legenda da Figura 11). De acordo com o Tomo 02.01.00.681 – Ponte sobre o Rio Douro, Memória Descritiva e Justificativa, Anexo A01 – Estudo Hidráulico, os menores valores da profundidade de água obtêm-se para a cheia centenária e $Q_{95\%}$. Nesta situação, para os pilares com fundações submersas

consideraram-se os valores conservadores de 15 m, 20 m e 18 m para a profundidade de água de T1, T2 e PR10, respetivamente. De igual modo, para os pilares PR1 a PR9 e PF4 a PF6, considerou-se uma profundidade de 8 m. Estes valores foram considerados para efeitos de conversão em diâmetro de pilar equivalente.

Calculou-se ainda o diâmetro de pilar equivalente para uma secção circular com a mesma área transversal da elipse de embasamento em cada caso (D_{epc}).

Quadro 1 - Diâmetro equivalente dos pilares, segundo FDOT (2024) - D_{ep} e convertendo a secção transversal do embasamento para uma secção circular equivalente D_{epc} .

Pilar	Maior dimensão exposta ao escoamento (m)	D_{ep} (FDOT 2024) (m)	D_{epc} (área circular igual à da elipse de embasamento) (m)
PF6	6.0	13.6	8.3
PR8	1.2	1.2	1.2
PR9	4.35	11.4	13.1
T1	9.4	15.1	15.2
T2	9.4	20.4	15.2
PR10	2.0	2.0	2.0

2.3 CARACTERIZAÇÃO DO LEITO MÓVEL

2.3.1 GRANULOMETRIA E CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Para efeitos de cálculo das profundidades de erosão e definição do material de filtro e armadura dos tapetes *rip-rap*, importa analisar os diâmetros característicos dos sedimentos no local, com particular destaque para a camada superior do solo. No local, o solo corresponde a um conjunto de camadas de natureza não coesiva, pese embora a presença de uma camada superior de material siltoso e argila em menor proporção. Nesta medida adotaram-se metodologias aplicáveis a solos arenosos. Ainda assim, a existência de solos organizados por camada introduz incerteza no comportamento real e no intervalo temporal para o qual se desenvolve a profundidade de erosão (Porter *et al.*, 2012; Fazeres-Ferradosa *et al.*, 2021).

Não obstante, considerou-se para efeitos de dimensionamento uma camada única, adotando sempre que possível o menor diâmetro médio dos sedimentos (D_{50}), encontrados à superfície nas diferentes prospeções mais próximas de cada pilar. As prospeções realizadas e disponíveis em TDEC *et al.* (2022) – Relatório n.º R8492 RG-GL00-1-RL-001 – bem como nas prospeções fornecidas para projeto de execução, S11 (P68.1), S13 (P68.1) e S20 (PRD) apresentam-se no Quadro 2. Para as sondagens S11, S13, S20, S323 e S324 não se obtiveram dados das curvas granulométricas, pelo que se utilizou o d_{50} (diâmetro para o qual 50% da amostra fica retida no peneiro) proveniente das sondagens SC1, 2 e 3 mais próximas. Ainda no Quadro 2, considerando solo arenoso, o ângulo de atrito (β) é tipicamente superior a 30°, dependendo do grau de compactação (Fernandes, 2024). Tendo em conta a necessidade de majorar o comprimento dos tapetes de enrocamento (para efeitos de segurança adicional), considerou-se $\beta=25^\circ$ e desconsiderou-se o potencial coesivo da camada superior, assim como o seu possível estado de compactação. A velocidade crítica dos sedimentos foi estimada recorrendo à metodologia disponível em Soulsby (1997), na sua versão da curva de Shields adaptada

para o diâmetro adimensional das partículas (D^*), considerando uma massa volúmica da partícula típica das areias quartozas e de origem granítica, 2650 kg/m^3 .

Conforme se constata pela Figura 9 é referir que o zonamento geotécnico realizado, identificou na sua localização S323 solo arenoso e siltoso na margem esquerda, sendo esta a camada superficial que se encontra entre os elementos ER1 e T1. A profundidade desta camada varia entre aproximadamente 34 m e 15 m, relativamente à superfície do terreno no local. Depois desta camada, encontram-se outras camadas de solo, sendo que na camada inferior se observa a existência de solo rochoso granítico não erodível, no qual está prevista a fundação das estacas do pilar T1. Na margem direita, a erosão encontra-se extremamente limitada no que respeita aos pilares T2 e PR10, por se encontrarem fundados num maciço granítico pouco alterado e com elevada capacidade de carga ($UCS > 40 \text{ MPa}$).

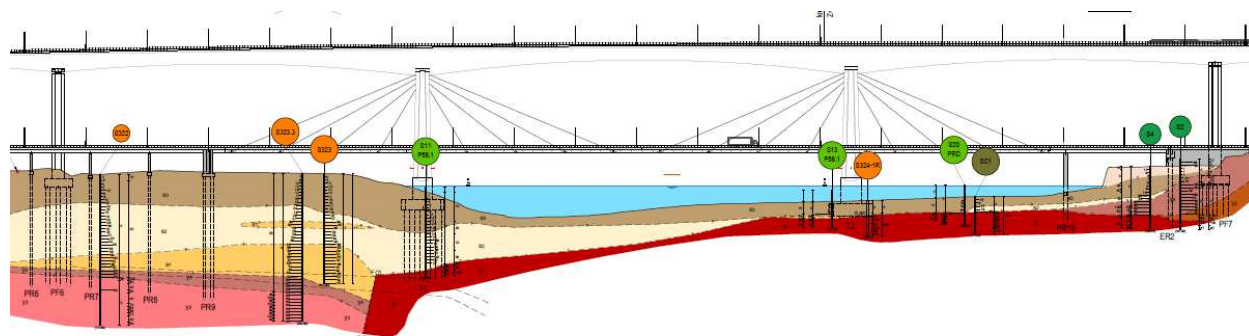


Figura 9 – Localização das prospeções (Levantamento Geológico e Geotécnico – 31/03/2026) – Relatório n.º R8492 RG-GL00-1-RL-001.

Quadro 2 – Prospeções e características do solo na camada superficial do leito do rio (n.d. – não definido).

Prospeção	Elementos de interesse	Descrição litológica	d_{15} (mm)	d_{50} (mm)	d_{90} (mm)	V_{crit} (m/s)	$\beta(^{\circ})$
S323	ER1 a T1	Silto-argiloso com níveis lodosos e areias argilo siltosas	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	25°
S11	T1	Silto-argiloso com níveis lodosos e areias argilo siltosas	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
S13	T2	Silto-argiloso com níveis lodosos e areias argilo siltosas	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
S20	T2 e PR10	Silto-argiloso com níveis lodosos e areias argilo siltosas	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
S324	T2	Arenoso de compactidade média a elevada	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
SC1	PR10	Areia média a grosseira lódica, com pequenos seixos dispersos	1.3	3.00	15.20	[0.94; 1.14]	

Prospecção	Elementos de interesse	Descrição litológica	d ₁₅ (mm)	d ₅₀ (mm)	d ₉₀ (mm)	V _{crit} (m/s)	β(°)
SC2	ER1 a T1	Lodo siltoso.	0.355	0.83	3.98	[0.53; 0.61]	25
SC3	ER1 a T1	Lodo siltoso micáceo.	n.d.	n.d.	≈2.5	n.d.	

2.3.2 VALORES UTILIZADOS PARA DIMENSIONAMENTO

Em virtude da ausência de dados granulométricos mais completos, mas atendendo aos registos fotográficos disponíveis em TDEC *et al.* (2022), onde é notória a presença de areia média com material siltoso e lodoso, considerou-se que as prospeções SC1, SC2 e SC3 são igualmente válidas para os pilares da atual travessia. Portanto, SC1 para o pilar T2 e PR10 e SC2 e SC3 para todos os pilares entre ER1 e T1. Importa realçar que junto à zona do Areinho existe uma maior propensão para a ocorrência de material de natureza coesiva. No entanto, a consideração de material arenoso nestes pilares encontra-se pelo lado da segurança, na medida em que maximiza a profundidade e minimiza o tempo para a ocorrência da cavidade de equilíbrio (Annandale, 2006).

2.4 DEFINIÇÃO DA PROFUNDIDADE DE ÁGUA

Considerando as demais variáveis constantes, o valor da erosão localizada tende a aumentar com o abaixamento do nível de água, ainda que o valor final possa posteriormente depender de um conjunto significativo de outras variáveis (Soulsby, 1997). Os cenários de cheia centenária e milenar ($T_r=100$ anos; $T_r=1000$ anos) apenas são compatíveis com níveis de água bastante elevados, conforme se comprova pela análise hidrodinâmica apresentada no doc. TOMO 02.01.00.681 – P68.1 – Pontes do Rio Douro – Estudo Hidráulico.

Atendendo a que profundidades de água menores conduzem a um cenário mais conservador, consideraram-se os seguintes valores da profundidade de água para cada pilar (Quadro 3):

Quadro 3 – Profundidade de água junto de cada pilar para o intervalo de confiança 95% ($T_r=100$ anos).

Pilar	PF6	PR8	PR9	T1	T2	PR10
h (m)	8.86	8.17	8.23	15.65	21.55	18.11

2.5 VELOCIDADES DO ESCOAMENTO

Os dados provenientes dos estudos de modelação numérica em HEC RAS 2D e Delft 3D demonstram consistência na ordem de grandeza das velocidades do escoamento obtidas com e sem a presença dos pilares na zona de estudo. Destaca-se a existência de um fator de amplificação das velocidades (FAF) inferior a 2. De referir que a literatura reporta, de forma consistente, fatores de amplificação de velocidades, para estes casos, enquadrados entre 1.5 e 2.5, dependendo de uma multiplicidade de fatores. Ambos os modelos apresentam reduções de velocidade evidente a jusante dos pilares e incrementos de velocidade localizada nas facetas dos mesmos, principalmente nas laterais. Para efeitos de dimensionamento desconsideraram-se as reduções referidas e importa realçar que o modelo Delft3D evidenciou incrementos localizados até 0.7 m/s.

Da Figura 10 à Figura 17 apresentam-se os valores da velocidade sem a presença dos elementos estruturais e com a presenças destes. Da informação obtida nos modelos, destacam-se os valores

de referência, que constam do Quadro 4, usados para efeitos de dimensionamento dos tapetes *rip-rap* (conforme doc. TOMO 02.01.00.681 – P68.1 – Pontes do Rio Douro – Estudo Hidráulico). Importa realçar que estes valores correspondem a velocidades de escoamento do tipo *depth-averaged*, sendo que a velocidade de fundo onde ocorre o transporte sedimentar é obviamente menor.

Quadro 4 – Velocidade do escoamento máxima nos pilares considerada para efeitos de dimensionamento.

Pilar	Vmax (m/s) sem pontes		Vmax (m/s) com pontes		FAF	
	Tr=100 anos	Tr=1000 anos	Tr=100 anos	Tr=1000 anos	(-)	(-)
T1	1.67	2	2	3	1.19	1.50
T2	2.5	3.5	3.5	4	1.40	1.14
PR10	1.67	2.5	2.5	3	1.50	1.20

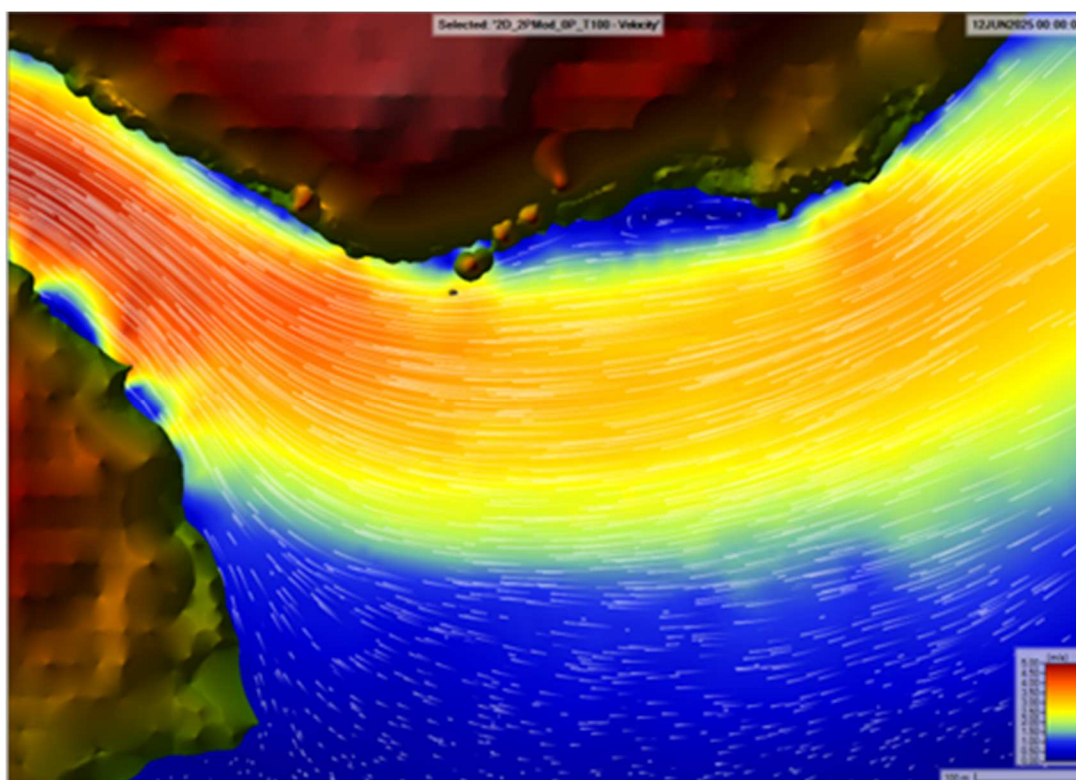


Figura 10 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.

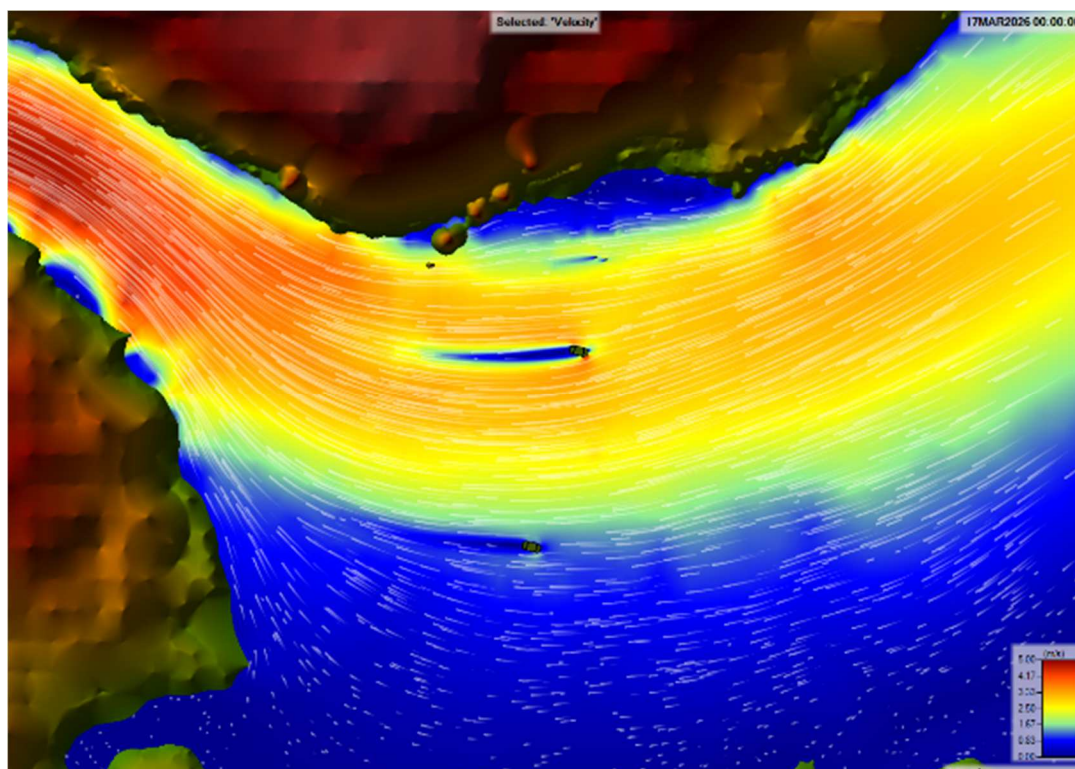


Figura 11 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.

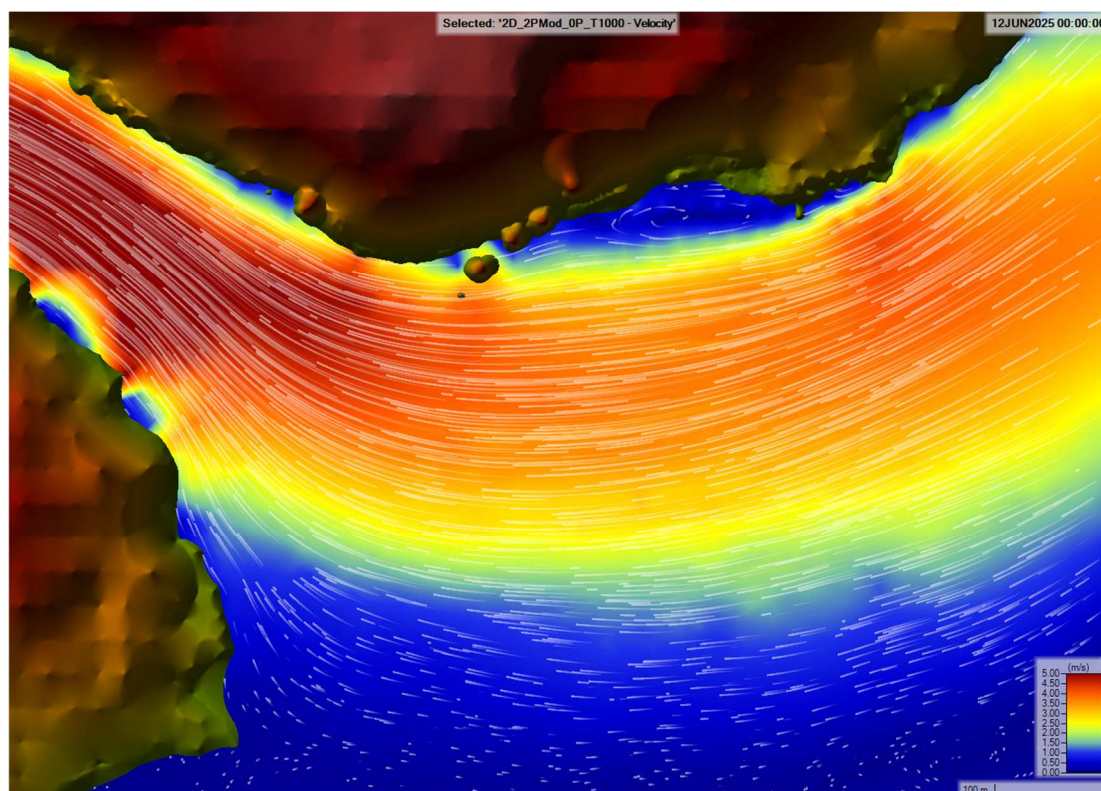


Figura 12 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.

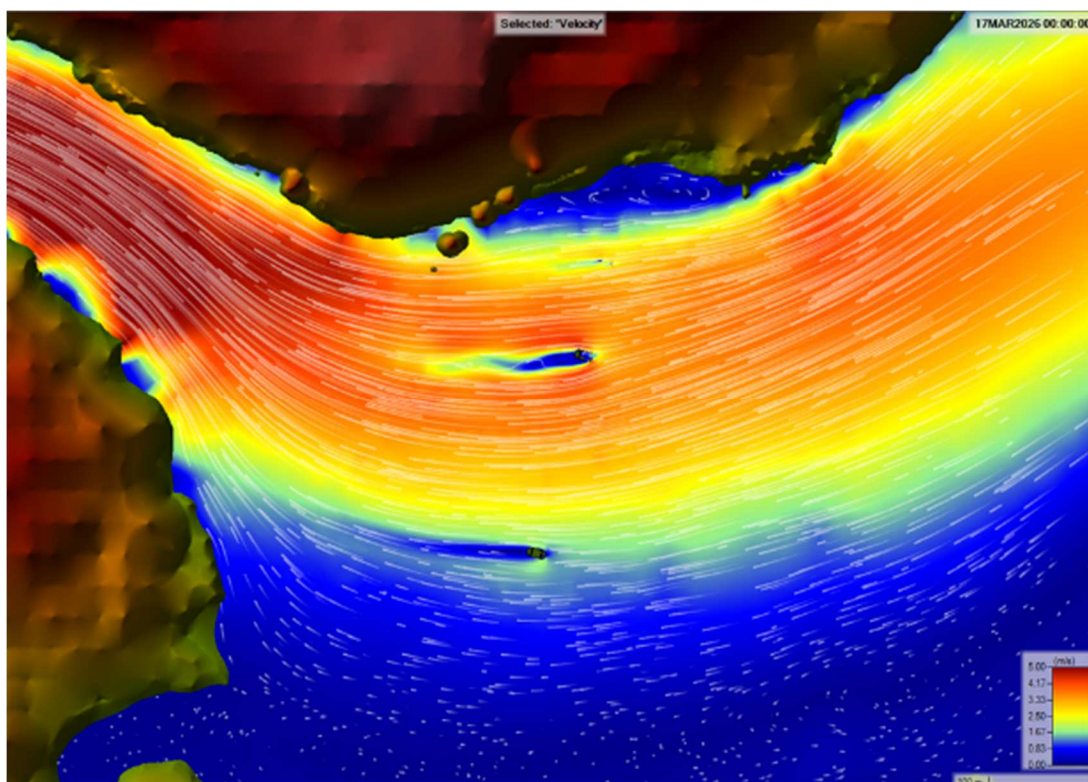


Figura 13 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo HEC RAS 2D.

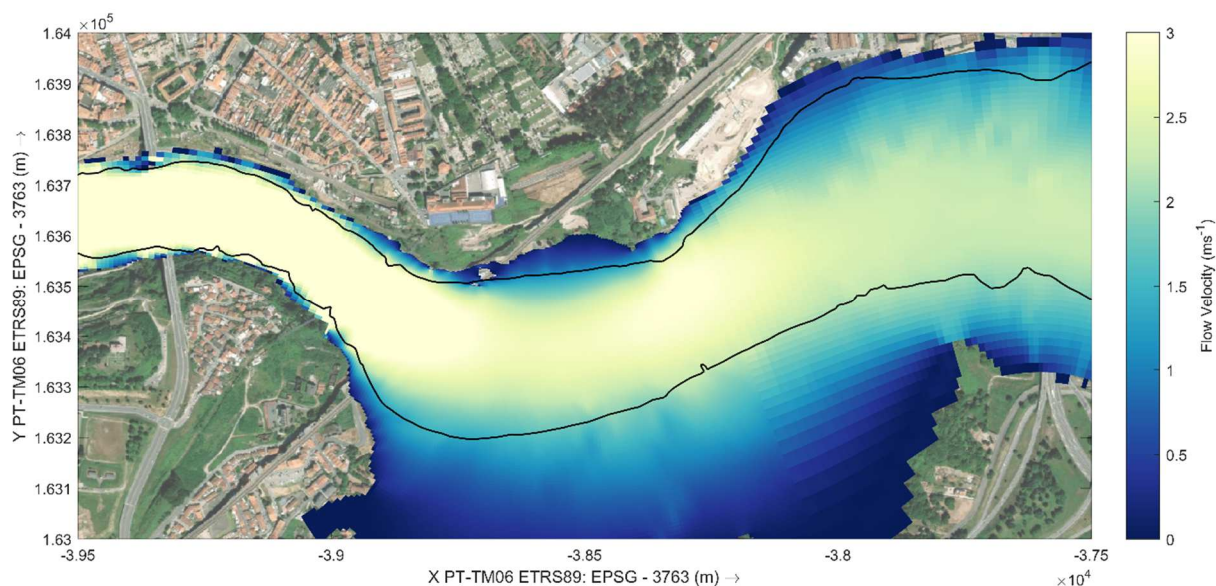


Figura 14 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (CI=5%).

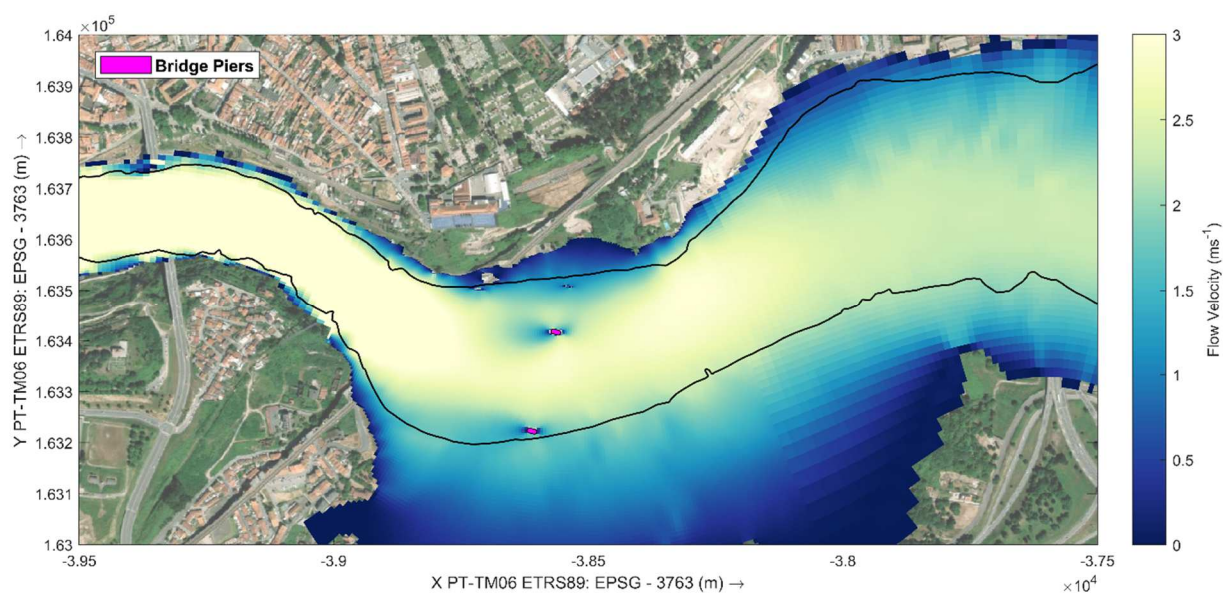


Figura 15 – Velocidades do escoamento para $T_r=100$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (Cl=5%).

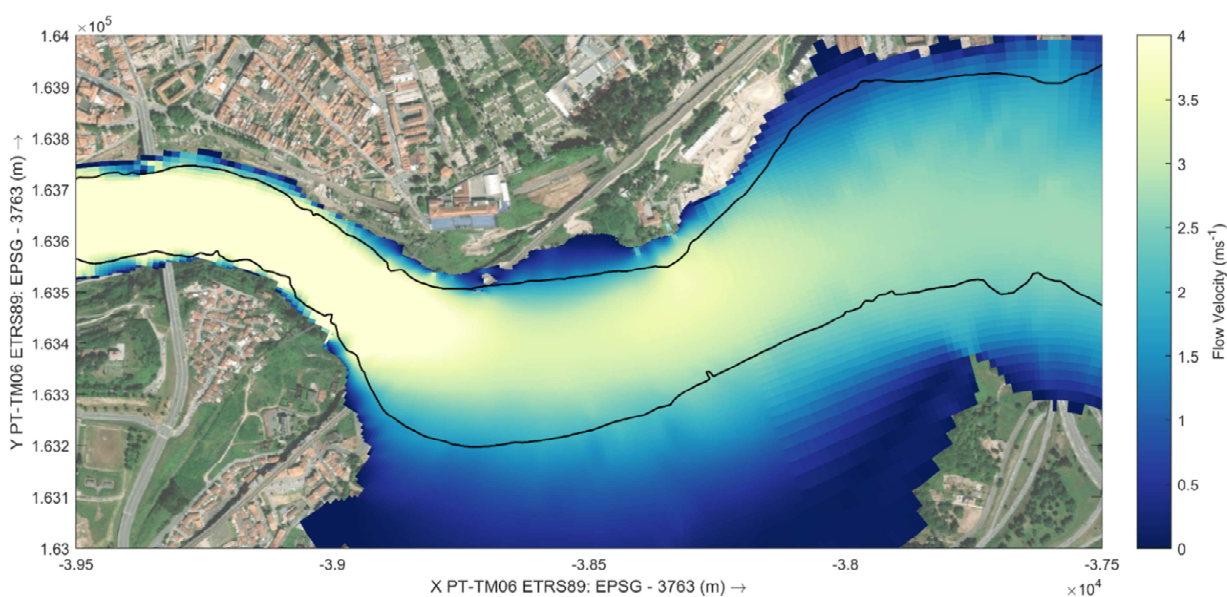


Figura 16 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, sem a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (Cl=5%).

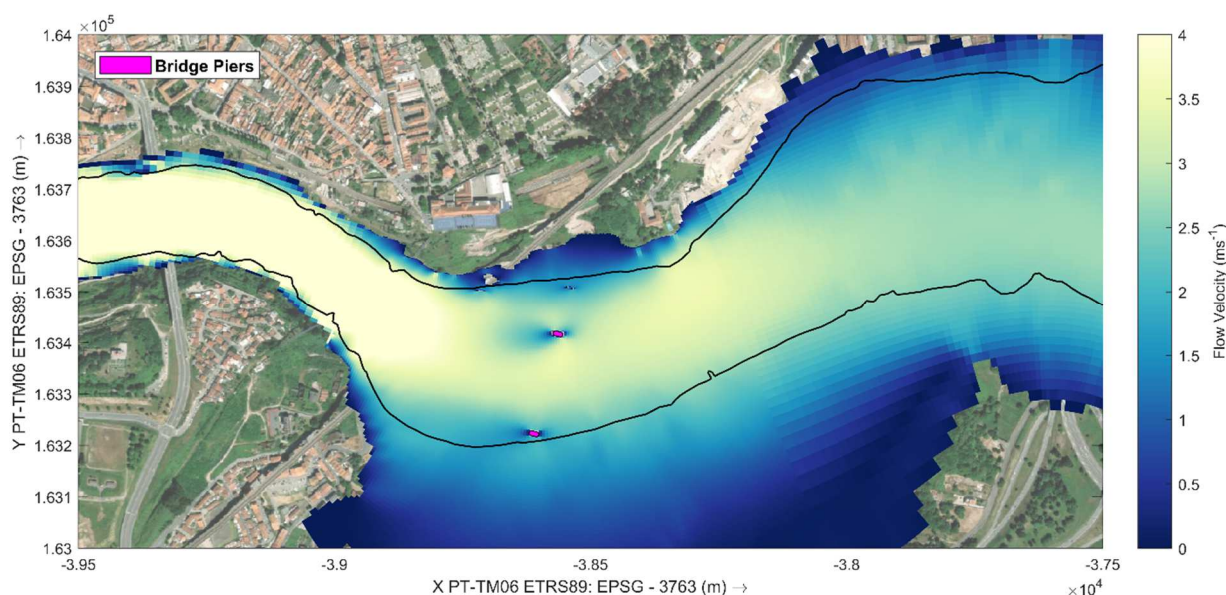


Figura 17 – Velocidades do escoamento para $T_r=1000$ anos, com a presença dos pilares T1, T2 e PR10, modelo Delft 3D (CI=5%).

2.6 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DAS ALTERAÇÕES CLIMÁTICAS NO DIMENSIONAMENTO

Para efeitos de dimensionamento das proteções contra a erosão localizada, o principal efeito das alterações climáticas no local advém da eventual variação do nível da água. Existe, naturalmente, a preocupação com a intensidade e frequência dos fenómenos extremos, neste caso, com particular destaque para as cheias.

Importa referir que de algum modo este último aspeto é tido, implicitamente, em conta nas projeções efetuadas para os períodos de retorno de 100 e 1000 anos, tendo-se tomado opções conservadoras no dimensionamento para acautelar a incerteza existente.

A destacar: sobrestimação dos pilares equivalentes e consideração de um nível de água mais baixo do que o expectável para processos erosivos não limitados pela profundidade.

No que respeita ao aumento do nível médio da água do mar, teve-se em conta que o nível médio anual em Leixões se encontra em média 0.16 m acima do ZT (Reis, 2015) e em fase de subida com uma tendência de cerca de 1.75 ± 0.13 mm/ano (IH, 2017), sendo de esperar que nos próximos 50 anos se verifique um aumento do nível médio de cerca de 0.09 m.

Este valor é sobejamente reduzido face à ordem de grandeza das profundidades de água nos pilares. Por outro lado, corresponde a um aumento do nível médio, pelo que o seu efeito na avaliação da erosão localizada seria no sentido de a diminuir. Assim sendo, considerou-se que esta eventual subida do nível de água não era relevante para a estabilidade dos tapetes *rip-rap*.

2.7 VALORES PARA DIMENSIONAMENTO

Em virtude das considerações feitas anteriormente, nomeadamente, no que respeita aos dados disponíveis e respetivas opções tidas como conservadoras para dimensionar os tapetes de *rip-rap*,

apresentam-se de seguida os valores utilizados para dimensionamento e estimativas referentes à profundidade de erosão localizada.

Procurou-se que o conjunto de valores para dimensionamento permitisse uma avaliação detalhada por pilar sem, no entanto, levar a uma individualização da solução construtiva. Portanto, procurou-se que a solução construtiva a adotar pudesse ser o mais semelhante possível entre pilares da mesma ponte.

Quadro 5 – Valores de dimensionamento ($T_r=100$ anos).

Pilar	h (m)	V_0 (m/s)	V_p (m/s)	Dep (m)	Depc (m)	d50 (mm)
PF6	8	1.67	2	13.6	8.3	0.83
PR8	8	1.67	2	1.2	1.2	
PR9	8	1.67	2	11.4	13.1	
T1	15	2	2	15.1	15.2	
T2	15	2.5	3.5	20.4	15.2	3.00
PR10	15	1.67	2.5	2.0	2.0	

3 ESTIMATIVAS DE EROSÃO LOCALIZADA

3.1 PROFUNDIDADE DE EROSÃO LOCALIZADA

Com base nas metodologias indicadas no Quadro 6, estimaram-se os valores teóricos da profundidade de erosão. Sendo de realçar que os mesmos ocorrem para a situação de equilíbrio, o que implicaria ocorrências de cheias ou eventos sequenciais de caudais elevados por períodos prolongados, isto é, da ordem dos dias. Importa ainda realçar que as estimativas deste ponto, não atendem ao facto de os pilares PF6, PR8 e PR9 apenas estarem submersos em situação de cheia. Os pilares PF6, PR8 e PR9 assumem como base de cálculo as velocidades de escoamento iguais às de T1, no entanto, os modelos hidrodinâmicos comprovam que tendem a ser mais baixas. Estes valores não têm ainda (ver Quadro 5) em conta o facto de os maciços rochosos das camadas inferiores poderem limitar a progressão de erosão.

Quadro 6 – Profundidade de equilíbrio de erosão localizada considerando o pilar equivalente FDOT (S_e) e o pilar de área circular equivalente (S_{ec}) para condições de $Tr=100$ anos.

Pilar	Método	Profundidade	
		S_e (m)	S_{ec} (m)
PF6	Sheppard (2005)	14.93	-
	Richardson & Davis (2001)	14.30	10.80
	Veiga da Cunha (1976)	15.66	11.08
PR8	Sheppard (2005)	-	-
	Richardson & Davis (2001)	2.74	1.36
	Veiga da Cunha (1976)	2.86	2.86
PR9	Sheppard (2005)	13.29	-
	Richardson & Davis (2001)	11.86	17.59
	Veiga da Cunha (1976)	13.84	15.25
T1	Sheppard (2005)	20.83	-
	Richardson & Davis (2001)	16.92	18.08
	Veiga da Cunha (1976)	20.34	20.44
T2	Sheppard (2005)	25.20	-
	Richardson & Davis (2001)	25.41	21.99
	Veiga da Cunha (1976)	25.11	20.44
PR10	Sheppard (2005)	-	-
	Richardson & Davis (2001)	4.60	2.23
	Veiga da Cunha (1976)	4.94	4.94

Observa-se que a variabilidade entre metodologias é elevada. Tal facto é referido na literatura da especialidade como frequente, sendo por isso aconselhável que modelação física e numérica do tipo

CFD seja realizada, para reduzir a incerteza das estimativas de profundidade de erosão, nomeadamente, nos casos de geometria complexa. Isto também é relevante para a análise detalhada dos mapas de amplificação de tensões de arrastamento que podem ser utilizados para definir as proteções contra erosões localizadas.

Na realidade, o valor de 2.4 vezes o diâmetro máximo do pilar ($2.4D_p$) é tido frequentemente como um limite máximo para a erosão, nomeadamente em situações de *clear-water* (Lagasse *et al.*, 2018). Assim sendo, para a definição dos valores de referência da profundidade de erosão, importa referir os seguintes aspetos:

- sobrestimação do pilar equivalente;
- sempre que possível, assunção de que o regime em vigor é do tipo *clear-water*, *i.e.*, sem reposição de sedimentos vindos de montante;
- consideração de que as estacas, embasamento e pilar poderão estar sob ação erosiva do escoamento (caso conservador, dado que a não exposição das estacas, pode levar a uma menor erosão por ação positiva do embasamento na redução da intensidade dos vórtices de ferradura – FDOT, 2024);
- assunção de que toda a coluna de solo é composta por material erodível igual ao da camada superior, negligenciando o solo rochoso granítico, não erodível, mencionado na secção 2.3.

Com base nas considerações expostas, e face à existência de solo rochoso que estabelece o limite para a profundidade máxima de erosão, bem como o valor de referência da literatura da especialidade de $2.4D_p$ para a erosão máxima, tomaram-se os seguintes valores para a erosão localizada:

Quadro 7 – Profundidade de equilíbrio da erosão localizada, considerando o solo não erodível do zonamento geotécnico com uma margem de segurança de 1 m.

Pilar	S_e (m)	Observações
PF6	16.66	-
PR8	3.86	-
PR9	18.59	-
T1	21.83	-
T2	8.50	Maciço rochoso limita a erosão, valores adotados de acordo com a profundidade do maciço no levantamento geológico-geotécnico
PR10	5.94	-

3.2 CARACTERIZAÇÃO DE DUNAS

Pese embora a avaliação anteriormente efetuada para a condição *clear water* regime, as velocidades estimadas para a cheia centenária e cheia milenar ultrapassam os valores da velocidade crítica dos sedimentos no local. Assim sendo, é esperado que possa ocorrer a mobilização do leito móvel. Deste modo, podem surgir configurações de fundo que impõem oscilações do leito em torno do seu valor médio. Para acautelar este efeito, utilizou-se a metodologia de Van Rijn (1984) para estimar as características da formação dunar no local.

No presente caso, o comprimento e altura de duna foi calculado para valores de profundidade de água entre os 15 m e os 23 m, para uma melhor noção relativamente ao valor máximo possível (cheia milenar, profundidade de água de praticamente 23 m), Quadro 9. A caracterização das dunas é de maior relevância para os pilares submersos T1, T2 e PR10.

Quadro 8 – Altura e comprimento da formação dunar segundo Van Rijn (1984).

d_{50} (mm)	Δs (m)	λs (m)
0.83	0.80 – 1.08	110 - 146
3.00	1.03 – 1.39	110 - 146

3.3 PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EROÇÃO LOCALIZADA

Atendendo aos valores de profundidade de erosão localizada e à altura da semi-duna para cada tipo de sedimento presente, obtêm-se os seguintes valores máximos de erosão. Este valor apenas interfere com o pilar submerso T1, já que os restantes ou estão fora do leito ou têm o maciço rochoso a limitar o valor já aferido para a erosão localizada.

Quadro 9 – Profundidade máxima da erosão localizada.

Pilar	S_e (m)
PF6	16.66
PR8	3.86
PR9	18.59
T1	22.37
T2	8.50
PR10	6.64

3.4 EXTENSÃO MÁXIMA DA FOSSA DE EROÇÃO

Considerando o ângulo de atrito de 25° previamente definido, e a profundidade máxima de erosão, estimaram-se as seguintes extensões, assumindo um talude da fossa de erosão com inclinação constante e igual ao ângulo de atrito.

Quadro 10 – Extensão máxima da fossa de erosão.

Pilar	E (m)
PF6	35.73
PR8	8.28
PR9	39.87
T1	47.97
T2	18.23
PR10	14.25

4 PROTEÇÕES CONTRA EROSÕES LOCALIZADAS NO CONTORNO DOS PILARES

4.1 ARMADURA (CAMADA SUPERIOR)

4.1.1 DIMENSÕES DOS BLOCOS DE ENROCAMENTO

A estimativa do diâmetro médio dos blocos foi realizada pelas metodologias que se apresentam nos Quadros 11 e 12 para os valores de dimensionamento apresentados anteriormente.

Quadro 11 – Estimativa do D_{50} (m) blocos de enrocamento para a armadura do rip-rap $Tr=100$ anos.

Pilar	Parola & Jones (1991)	Quasi & Peterson (1973)	Bounasoundas (1973)
PF6	0.192	0.104	0.154
PR8	0.192	0.104	0.154
PR9	0.192	0.104	0.154
T1	0.192	0.100	0.154
T2	0.589	0.359	0.435
PR10	0.301	0.155	0.228

Quadro 12 – Estimativa do D_{50} (m) blocos de enrocamento para a armadura do rip-rap $Tr=1000$ anos.

Pilar	Parola & Jones (1991)	Quasi & Peterson (1973)	Bounasoundas (1973)
PF6	0.433	0.285	0.321
PR8	0.433	0.285	0.321
PR9	0.433	0.285	0.321
T1	0.433	0.244	0.321
T2	0.770	0.501	0.568
PR10	0.433	0.244	0.321

Tendo em conta os valores obtidos, para o período de retorno de 100 anos e de 1000 anos, e face às incertezas associadas a este tipo de estimativas, bem como o facto de as fundações dos pilares PF6, PR8 e PR9 não estarem sempre submersas, sugerem-se como referência os seguintes valores para o material de enrocamento (Quadro 13), que tiveram em conta os seguintes aspetos:

- As fundações dos pilares PF6, PR8 e PR9 estão emersas, podendo eventualmente não ser protegidos em caso de devida monitorização e reenchimento quando necessário. Assim o material a propor não deve ser demasiado conservador por motivos técnico-económicos e baixa exposição ao escoamento ao longo da vida útil da obra;
- O Pilar T1, por estar no leito do rio e com fundo inclinado e pela necessidade de manter a uniformidade construtiva no próprio leito deve adotar o mesmo D_{50} colocado no pilar T2.
- O pilar T2 tem fundação direta sobre maciço rochoso não erodível, pelo que deve ser estruturalmente dimensionado acautelando a infraescavação até ao referido maciço. Assim,

apesar de corresponder ao pilar onde as velocidades tendem a ser maiores, é igualmente o pilar com menores profundidades de erosão relativamente às suas dimensões.

- Por questões de uniformização de solução e para evitar a necessidade de ter gradação a definir especificamente, para T2, sugere-se o valor de D_{50} ligeiramente superior ao de Bounasoundas (1973) para a cheia centenária, $D_{50}=0.450$ m. O valor de 0.589 m obrigaria a utilização de uma classe HMA que é exagerada face ao maciço rochoso que se identifica por baixo da sapata.

Quadro 13 – D_{50} (m) para os blocos de enrocamento ($T_r=100$ anos).

Pilar	D_{50} (m)	D_{n50} (m)
PF6	0.250	0.210
PR8	0.250	0.210
PR9	0.250	0.210
T1	0.450	0.380
T2	0.450	0.380
PR10	0.450	0.380

4.1.2 MATERIAL DE ENROCAMENTO

O diâmetro nominal médio (D_{n50}) corresponde ao formato esférico de um bloco com a mesma massa de um bloco de diâmetro D_{50} e forma irregular. Considerando a massa volúmica de 2650 kg/m^3 , obtêm-se as massas médias apresentadas no Quadro 14 e respetivas classes de material. Importa realçar que todos os materiais têm de ser de Categoria A.

Com base na norma EN13383-1, é possível escolher a classe de material de enrocamento - *Lower and Upper Mass Assessment* (LMA) 10/60 (CEN, 2002a). No entanto, esta classe apresenta massas médias entre 20 a 35 kg, pelo que ficando o valor mínimo próximo dos 24.5 kg apresentados no Quadro 14 se sugere passar para a classe seguinte LMA 15/120.

No caso dos pilares com fundações permanentemente submersas, sugere-se a classe LMA 60/300 que aponta para massas médias da ordem dos 150 kg. Faz-se notar que esta classe LMA 60/300 não segue a proposta de curva granulométrica de Neil (1973), não sendo isso um problema para efeitos de qualidade de material aplicado, uma vez que é feito o controlo de massas via EN13383-2 e que se recomenda neste caso (CEN, 2002b).

Quadro 14 – Classe de material para os blocos de enrocamento (EN13383-1).

Pilar	$M_{n50}(\text{kg})$	Classe
PF6	24.5	LMA 15/120
PR8	24.5	LMA 15/120
PR9	24.5	LMA 15/120
T1	145.4	LMA 60/300
T2	145.4	LMA 60/300
PR10	145.4	LMA 60/300

4.1.3 ESPESSURA DA ARMADURA

O valor mínimo da espessura da armadura foi determinado utilizando as regras da especialidade, *i.e.*, $e_{\min}$ deverá ser entre 2 a 2.5 vezes o valor de D_{50} (e.g. CEN, 2002; PIANC, 1992) ou então 1.5 vezes o $D_{\max}$ da classe de enrocamento (FHWA, 2009).

No presente caso, adotou-se $2D_{50}$ (Quadro 15). A solução deve ser implementada em escavação, abaixo de níveis de referência resultantes de regularização prévia.

Quadro 15 – Classe de material para os blocos de enrocamento (EN13383-1).

Pilar	D_{50} (kg)	$e_{\min}$ (m)
PF6	0.250	0.500
PR8	0.250	0.500
PR9	0.250	0.500
T1	0.450	0.900
T2	0.450	0.900
PR10	0.450	0.900

4.1.4 EXTENSÃO DOS TAPETES DE ENROCAMENTO

Os valores para a extensão da proteção recomendados pela literatura internacional da especialidade variam tipicamente entre 2.5 e 4 vezes o diâmetro do pilar. Frequentemente, é possível utilizar diferentes comprimentos para montante e jusante.

Não obstante, por questões de simplicidade construtiva, sugere-se a aplicação de um tapete com igual extensão para ambos os lados. Esta sugestão permite que a quantidade de material aplicado no enrocamento seja maior do que o recomendado do lado de montante. Isto permite acautelar eventuais desgastes ao longo do tempo de vida útil, assim como providenciar material, ainda que por arrasto, para a zona de jusante em situações de elevada incerteza e cujo período de retorno possa ser superior a 100 anos.

Para evitar perturbações na profundidade do canal de navegação, optou-se por implementar os *rip-raps* enterrados no solo, portanto com o topo da proteção facetado com o leito móvel. Esta execução ajuda a diminuir eventual desgaste por erosão limítrofe, isto é, na interface perimetral entre o material LMA40/200 ou LMA60/300 e os solos com d_{50} de 0.83 mm e 3 mm.

O Quadro 16 providencia os diversos valores recomendados e o valor mínimo a adotar para cada pilar. Estes valores foram calculados tendo por base o maior valor (D_p) entre D_{epc} e D_{ep} , por ser aquele que oferece maior segurança e devem ser instalados com igual comprimento em todas as direções a contar da face do perímetro exterior de cada pilar, ou seja, a partir das faces mais externas da fundação, e protegendo, sempre os espaços interiores entre estacas.

Na fundação T1, tomou-se como referência o valor arredondado de 2 em 2 m, utilizando como referência o $4D_p$. Na fundação T2, adotou-se o mesmo arredondamento, tendo em conta a extensão da fossa de erosão que se encontra limitada pelo maciço rochoso.

Em caso de decisão de proteger as fundações PF6, PR8 e PR9, por não estarem sob efeito permanente do escoamento, sugere-se que a extensão da proteção seja igual ou superior à extensão da fossa de erosão, conforme o Quadro 16.

Quadro 16 – Extensão dos tapetes de enrocamento recomendada pela literatura e a adotada considerando o solo granítico não erodível.

Referência	Extensão recomendada	PF6	PR8	PR9	T1	T2	PR10
FHWA (2009)	3D _p	40.8	3.6	39.3	45.6	61.2	6
PIANC (1992)	1.5 a 3D _p	40.8	3.6	39.3	45.6	61.2	6
USACE (2006)	3 a 4D _p	54.4	4.8	52.4	60.8	81.6	8
Bonasoundas (1973)	2.5 a 4.5D _p	61.2	5.4	58.9	68.4	91.8	9
Hjorth (1975)	2.5D _p	34	3	32.8	38	51	5
Breusers & Raudkivi (1991)	3 a 4D _p	54.4	4.8	52.4	60.8	81.6	8
Melville & Coleman (2000)	3 a 4D _p	54.4	4.8	52.4	60.8	81.6	8
May <i>et al.</i> (2002)	2D _p	27.2	2.4	26.2	30.4	40.8	4
Extensão da fossa de erosão (m)	-	35.7	8.3	39.9	48.0	18.2	14.3
Extensão a adotar considerando o solo não erodível*	-	36	10	40	62	20	16

* *distância mínima entre a face mais exterior da fundação (considerando pilar, embasamento, maciço de encabeçamento e estacas) e o limite da proteção (inclui a proteção dos espaçamentos entre estacas). Portanto, em caso de maciço de encabeçamento elevado acima da cota do solo, a área da sua pegada geométrica deve ser protegida.

Para as fundações PF6, PR8 e PR9 por não se encontrarem sob efeito permanente do escoamento, sugere-se uma extensão igual ao comprimento máximo da potencial fossa de erosão. Para os restantes pilares adoptou-se o valor de 4D_p.

4.2 FILTRO GRANULAR

4.2.1 MATERIAL DE FILTRO

O material de filtro foi dimensionado recorrendo ao critério de retenção (Terzaghi, 1936), bem como o critério de permeabilidade e o de compatibilidade filtro-enrocamento (CIRIA, 2007). Estes critérios foram aplicados tendo em atenção os diâmetros médios de sedimentos identificados pelas prospeções SC1 e SC2, para os quais existia informação relativa ao d₁₅ e d₈₅ em (TDEC, 2022).

O Quadro 15 providencia os valores referentes ao cumprimento destes critérios, tendo em atenção o material de enrocamento LMA15/120 e LMA60/300. Da análise realizada resulta para a camada de filtro granular a colocação de brita 4/12 mm segundo a EN13242 (CEN, 2002b).

Quadro 17 – Material de filtro granular.

Local	Critério	D_{filtro}	Valor sugerido para filtro	Classe
SC1 ($d_{50}=3$ mm)	Retenção (Terzaghi)	$D_{15\text{filtro}} \leq 38.0$ mm	5.2 – 38.0 mm	Brita 4/12 mm
SC1 ($d_{50}=3$ mm)	Permeabilidade (Drenagem)	$D_{15\text{filtro}} \geq 5.2$ mm	5.2 – 38.0 mm	Brita 4/12 mm
SC1 ($d_{50}=3$ mm)	Compatibilidade com enrocamento	$D_{85\text{filtro}} \leq 24.0$ mm	$D_{85} \leq 24.0$ mm	Brita 4/12 mm
SC2 ($d_{50}=0.83$ mm)	Retenção (Terzaghi)	$D_{15\text{filtro}} \leq 12.0$ mm	1.4 – 12.0 mm	Brita 4/12 mm
SC2 ($d_{50}=0.83$ mm)	Permeabilidade (Drenagem)	$D_{15\text{filtro}} \geq 1.4$ mm	1.4 – 12.0 mm	Brita 4/12 mm
SC2 ($d_{50}=0.83$ mm)	Compatibilidade com enrocamento	$D_{85\text{filtro}} \leq 24.0$ mm	$D_{85} \leq 24.0$ mm	Brita 4/12 mm

4.2.2 ESPESSURA E EXTENSÃO DO FILTRO GRANULAR

De acordo com CIRIA (2007), a espessura da camada de filtro deverá ser sempre superior a 1.5 vezes o $D_{\text{máxfiltro}}$. Neste caso 18 mm. Não obstante, por facilidade de execução e para garantir um mínimo de continuidade da camada filtrante, bem como proteger o geotêxtil contra a perfuração, recomenda-se um valor mínimo de 100 mm (0.10 m). A extensão do filtro deverá igual à da armadura, em virtude de a solução ser enterrada e facetada com o nível de referência.

4.3 CAMADA DE GEOTÊXTEL

Pela necessidade de evitar a percolação de finos do solo pela proteção *rip-rap*, principalmente na zona da SC2, ainda que respeitando o critério anterior, e pelo facto de a classe LMA60/300 de enrocamento já apresentar blocos de grandes dimensões, aconselha-se a utilização de camada geotêxtil por baixo da camada de filtro granular. A extensão do geotêxtil é a mesma que a indicada para a extensão do filtro granular.

A camada de geotêxtil deverá cumprir com os seguintes requisitos mínimos da Classe B, conforme CIRIA (2007):

- Massa por unidade de área igual ou superior a 300 g/m²;
- Abertura de porosidade O_{95} igual ou inferior a 0.2 mm;
- Resistência à tração igual ou superior a 8 kN/m;
- Alongamento à rotura 50-80%;
- Resistência ao punção igual ou superior a 1500 N.

O geotêxtil usado deve ainda ser suficientemente permeável para que não se instalem sub-pressões suscetíveis de originar o levantamento dos filtros e tapetes durante as cheias, ser resistente à ação dos raios ultravioleta e ter durabilidades da ordem do período de vida útil da estrutura, no presente caso, 100 anos.

4.4 RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS E DE INSTALAÇÃO

Para efeitos construtivos, a proteção contra erosões localizadas poderia ser instalada antes ou depois da colocação das estacas e maciço de encabeçamento, desde que a capacidade de perfuração fosse suficiente para tal. No presente caso, a colocação da proteção pode ser realizada após a colocação dos elementos de fundação. Durante a fase de construção e trabalhos preparatórios, a erosão nos elementos de fundação deve ser monitorizada com regularidade, uma vez que importa ainda garantir o alinhamento do nível do solo na extensão total da proteção (instalação da armadura facetada com o nível do terreno após regularização prévia do solo).

É essencial ainda cumprir com os valores estipulados nos termos do presente capítulo para as espessuras e extensões, admitindo-se uma eventual margem mínima de +0.30 m na horizontal e na vertical. A margem vertical é aplicável em profundidade, mas as proteções terão de ser sempre facetadas com o leito do rio. Assim, em caso de escavação mais profunda do que a espessura da proteção, deverá ser garantido o enchimento com material de enrocamento até atingir o facetamento mencionado. A profundidade mínima de escavação corresponde à soma da espessura da camada de enrocamento com a espessura do filtro granular de brita e a espessura do geotêxtil.

No presente caso, não se propõe uma margem negativa, dado que os valores a cumprir e fornecidos pelo presente dimensionamento para as espessuras e extensões correspondem a valores mínimos. A colocação do geotêxtil, se feita por panos de dimensões menores, deve garantir a sobreposição entre panos adjacentes de pelo menos 0.50 m. Caso a sobreposição seja impossível, em casos pontuais da área a proteger, e que resultem da geometria adotada, estas zonas deverão ser cobertas com material granular proposto (brita 4/12 mm) e respetivo enrocamento (LMA40/200 ou LMA60/300, dependendo do pilar em causa).

Recomenda-se que a instalação do geotêxtil siga a norma ISO 18228-4:2022 (CEN, 2022c) e que sejam tomados os cuidados com a exposição solar, controlo de tensões e fixações temporárias, e evitando quaisquer danos causados por tráfego ou lançamento de material diretamente sobre o tecido.

Recomenda-se ainda que a proteção final (filtro + enrocamento) não seja deixada exposta ou incompleta durante longos períodos, especialmente em zonas sujeitas a variação de nível freático, ação de corrente ou maré. Sempre que possível, a instalação deverá decorrer em faixas contínuas, de jusante para montante ou de zonas menos críticas para mais críticas.

Se houver transições para outros materiais (e.g., muros, betão, condutas), estas zonas devem ser tratadas com especial cuidado, utilizando selagens com material granular adequado ou detalhes de ligação específicos que evitem pontos de entrada de fluxo.

Conforme referido, proteção deverá ser encaixada no terreno, portanto, facetada com o leito do rio. Ainda que isto conduza a uma solução de proteção inclinada que acompanha o terreno, faz-se notar que as margens do rio nos locais em apreço têm uma inclinação máxima de aproximadamente 18°, que é bastante inferior ao ângulo de atrito das classes de enrocamento propostas.

Os taludes ER1 e ER2 poderão igualmente ser protegidos relativamente à eventual erosão no sopé e monitorizados ao longo da vida útil da estrutura.

4.5 RECOMENDAÇÕES PARA MONITORIZAÇÃO

O fenómeno de erosões localizadas carece de especial atenção, em particular, pelo facto de ocorrer em zona submersa e de difícil observação. Acresce a isso a necessidade de realçar que as medidas de proteção contra erosões localizadas têm frequentemente um carácter temporário, em virtude dos danos que possam ocorrer face à incerteza das condições locais. Neste sentido, é possível e aconselhável que se realizem operações de monitorização não intrusivas, que permitam por um lado controlar as frequências de vibração da estrutura e seus elementos estruturais e por outro estimar o eventual abaixamento do solo. A revisão aprofundada destes métodos é apresentada em Prendergast *et al.* (2014).

De preferência, pese embora o eventual custo mais elevado do que a monitorização via sonar, ou indiretamente através de acelerómetros ou com recurso a veículos não tripulados e respetivo registo de imagem, sugerem-se as seguintes recomendações com recurso a levantamentos batimétricos por pilar:

- Os levantamentos batimétricos para monitorização local deverão estender-se a uma área que cubra uma faixa de pelo menos 3 m em torno do perímetro da proteção;
- Realização de um levantamento batimétrico após a instalação das proteções;
- Realização de um perfil batimétrico aquando da entrada em funcionamento da obra;
- Realização de um levantamento batimétrico a cada dois anos de vida útil da obra ou num intervalo menor sempre que for registada/estimada a ocorrência de um caudal ou velocidade média de escoamento com período de retorno de 10 anos ou mais, no local da obra (ferrovia e rodovia);
- Se a comparação entre dois levantamentos consecutivos demonstrar uma redução da armadura superior $2D_{50}$, numa área projetada na horizontal superior a $4D_{50}^2$, conforme sugerido por De Boon *et al.* 2004 ou Fazeres-Ferradosa *et al.* (2020), recomenda-se o preenchimento da camada de filtro granular e do enrocamento, nas classes especificadas;
- Na comparação entre levantamentos, deve ter-se em consideração que pequenas variações topográficas e construtivas podem não ser imediatamente detetáveis, mas agravar-se com o tempo e com a ação hidrodinâmica repetida, especialmente junto a pilares ou transições;
- A comparação entre levantamentos batimétricos deve garantir um nível de referência adequado, nomeadamente, identificando, entre levantamentos, os pontos de referência que garantam que a comparação segue o mesmo referencial;
- Aconselha-se a monitorização para o fenómeno de erosões localizadas noutros pilares que possam não ter sido considerados para proteção, mas que estejam em risco de ser afetados pelo escoamento, nomeadamente, no caso da subida do nível de água na cheia centenária e/ou milenar. Esta recomendação é igualmente aplicável às margens, com especial destaque para a margem Sul por ser do tipo lodosa e arenosa;
- Se possível, deve ser realizada monitorização automática e frequente do fundo do rio, usando quatro sonares por encabeçamento de estacas;
- Numa primeira fase da obra não devem ser protegidas as estacas dos pilares, por isso, o acréscimo da força hidrodinâmica de arrastamento provocada pela exposição parcial das estacas e a diminuição da resistência de atrito das mesmas deve ser considerado para efeitos de dimensionamento estrutural;

- Não obstante, importa que as ações de monitorização verifiquem se a área em planta se mantém ao longo do tempo de vida útil da obra;
- Em virtude de a solução ser encaixada no solo com um ângulo inferior ao ângulo de atrito dos materiais de proteção, a possibilidade de o material de proteção resvalar (em cunha passiva) fica acautelada. Não obstante, importa que as ações de monitorização verifiquem se área em planta se mantém ao longo do tempo de vida útil da obra.

5 CONCLUSÕES

O presente relatório efetuou o dimensionamento das proteções do tipo tapete de enrocamento, ou *rip-rap*, para os pilares PF6, PR8, PR9, T1, T2 e PR10 previstos para o troço da Linha Ferroviária de Alta Velocidade Porto (Campanhã) a Oiã.

O dimensionamento parte do pressuposto de que não ocorrem erosões generalizadas por falta de afluência de sedimentos ao trecho analisado. Analisaram-se as profundidades de erosão localizada e morfologia dunar de fundo. A incerteza inerente às metodologias utilizadas é reconhecida pela especialidade, sendo importante, promover a monitorização contínua da solução proposta ao longo da vida útil da obra. Nesta medida, recomenda-se que as soluções possam ser validadas e eventualmente otimizadas por via de modelação física e numérica (CFD).

O dimensionamento conduziu à proposta de *rip-raps* apresentada no Quadro 18, compostos (da superfície para o interior), por uma camada de armadura, uma camada de filtro granular e um geotêxtil.

Quadro 18 – Extensão recomendada para os tapetes de enrocamento.

Pilar	Armadura			Filtro granular			Geotêxtil
	Espessura min. (m)	Material dos blocos	Extensão* (m)	Espessura (m)	Material granular	Extensão* (m)	Classe
PF6	0.500	LMA 15/120	36	0.10 m	Brita 4/12 mm	36	B
PR8	0.500	LMA 15/120	10	0.10 m	Brita 4/12 mm	10	B
PR9	0.500	LMA 15/120	40	0.10 m	Brita 4/12 mm	40	B
T1	0.900	LMA 60/300	62	0.10 m	Brita 4/12 mm	62	B
T2	0.900	LMA 60/300	20	0.10 m	Brita 4/12 mm	20	B
PR10	0.900	LMA 60/300	16	0.10 m	Brita 4/12 mm	16	B
distância mínima entre a face mais exterior da fundação (considerando pilar, embasamento, maciço de encabeçamento e estacas) e o limite da proteção.							

Importa ainda referir que:

- Os pilares T1, T2 e PR10, não dispensam a aplicação de proteção contra erosões localizadas por estarem implantados dentro do leito principal do Rio Douro e as consequências da não adoção de medidas de proteção do leito seriam muito nefastas para a necessária estabilidade do atual leito do rio e do seu canal de navegação;
- A opção de não proteção da envolvente aos pilares PF6, PR8 e PR9 torna-se possível pelo facto de ser de fácil visibilidade a ocorrência de eventuais erosões localizadas durante o período de vida útil da obra e estes não se encontrarem permanentemente sob ação do escoamento. Acresce-se que pode ser feita, com relativa facilidade, a intervenção de reenchimento em caso de cheias menores. Caso esta opção seja tomada, o plano de monitorização deve incluir a observação e medição de erosões que possam ocorrer ao longo tempo e a tomada de decisões necessárias que preservem o estado limite de serviço e o estado limite último da estrutura.
- No caso de se optar pela adoção de tapetes de enrocamento junto aos pilares PR1 a PR7, recomenda-se que sejam protegidos com a solução definida para o PR8. Alternativamente,

deve ser prevista a devida monitorização e reenchimento, se necessário, ao longo da vida útil da obra, bem como a eventual adoção de medidas que preservem as vidas humanas, a segurança de tráfego e a segurança de bens em caso de cheia centenária e milenar;

- No caso de se optar pela adoção de tapetes de enrocamento junto aos pilares PF4 a PF5 sejam protegidos com a solução definida para o PF6. Alternativamente, deve ser prevista a devida monitorização e reenchimento, se necessário, ao longo da vida útil da obra, bem como a eventual adoção de medidas que preservem as vidas humanas, a segurança de tráfego e a segurança de bens em caso de cheia centenária e milenar;

Os esquemas ilustrativos das soluções a adotar para cada pilar são apresentados nas peças desenhadas do projeto e devem ser consultados em consonância com os termos expostos no capítulo 4.

REFERÊNCIAS

Annandale, G. W. (2006). *Scour technology: Mechanics and engineering practice*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers (ASCE) / CRC Press. <https://doi.org/10.1061/9780784408173>

Breusers, H. N. C., & Raudkivi, A. J. (1991). *Scouring*. Rotterdam: A. A. Balkema.

CEN – European Committee for Standardization. (2002). EN 13383-1:2002 – Armourstone – Part 1: Specification. Brussels: CEN.

CEN – European Committee for Standardization. (2002a). EN 13383-2:2002 – Armourstone – Part 2: Test methods. Brussels: CEN.

CEN – European Committee for Standardization. (2002b). EN 13242:2002+A1:2007 – Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction. Brussels: CEN.

CEN – European Committee for Standardization. (2022c). EN ISO 18228-4:2022 – Geotechnical structures – Part 4: Installation of geotextiles used in drainage systems and hydraulic engineering applications. Brussels: CEN.

CIRIA. (2007). *The Rock Manual – The use of rock in hydraulic engineering* (2nd ed., CIRIA C683). London: CIRIA.

den Boon, J. J., Hulsbergen, C. H. A., & Balder, T. (2004). Opti-Pile: A design tool for optimising scour protection at monopile foundations in waves and currents. In *Proceedings of the 5th International Conference on Offshore Site Investigation and Geotechnics* (pp. 215–224). Aberdeen, Scotland.

Fazeres-Ferradosa T, Chambel J, Taveira-Pinto F, Rosa-Santos P, Taveira-Pinto FVC, Giannini G, Haerens P. (2021) Scour Protections for Offshore Foundations of Marine Energy Harvesting Technologies: A Review. *Journal of Marine Science and Engineering*. 9(3):297. <https://doi.org/10.3390/jmse9030297>

Fazeres-Ferradosa, T., Welzel, M., Schendel, A., Baelus, L., Rosa-Santos, P., & Pinto, F. T. (2020). Extended characterization of damage in rubble mound scour protections. *Coastal Engineering*, 158, Article 103671. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2020.103671>

Fernandes, M. M. (2024). *Mecânica dos solos: Volume 1 – Conceitos e princípios fundamentais* (6.^a ed.). U.Porto Press.

FHWA. Federal Highway Administration. (2009). *Bridge scour and stream instability countermeasures: Experience, selection, and design guidance* (3rd ed., HEC-23) (Report No. FHWA NHI-09-111). Washington, DC: U.S. Department of Transportation.

FDOT. Florida Department of Transportation. (2024). *Bridge Scour Manual*. Tallahassee. USA.

Lagasse, P. F., Richardson, E. V., & Arneson, L. A. (2018). HEC-18: Evaluating scour at bridges (6th ed., Report No. FHWA-HIF-18-006). Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

Melville, B. W., & Coleman, S. E. (2000). *Bridge scour*. Water Resources Publications.

Neill, C. R. (1973). Guide to the use of rock in river and shoreline protection (Report No. RR-90). Ottawa: Department of the Environment, Canada, Water Resources Branch.

PIANC – The World Association for Waterborne Transport Infrastructure. (1992). Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for inland waterways. Report of Working Group 4 of the Permanent Technical Committee II. Brussels: PIANC.

Porter K., Simons R., Harris J., Ferradosa T.F.(2012). Scour development in complex sediment beds (2012) Proceedings of the Coastal Engineering Conference. Santander. Spain. DOI: 10.9753/icce.v33.sediment.3

Prendergast, L. J., & Gavin, K. (2014). A review of bridge scour monitoring techniques. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 6(2), 138–149. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.01.007>

Richardson, E. V., & Davis, S. R. (2001). *Evaluating scour at bridges* (4th ed.). Federal Highway Administration. (Publication No. FHWA-NHI-01-001)

Reis, J. M. (2005). Caracterização da Maré do Porto de Leixões. Relatório de Progresso de trabalhos, REL.PT OC 05/05, Instituto Hidrográfico, Lisboa.

Sheppard, D. (2004). *Overestimation of local pier scour*. Journal of Hydraulic Engineering, 130(2), 153–158. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2004\)130:2\(153\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:2(153))

Soulsby, R. L. (1997). Dynamics of marine sands: A manual for practical applications. Thomas Telford.

Sumer, B. M., & Fredsøe, J. (2002). The mechanics of scour in the marine environment. World Scientific Publishing

Sumer, B. M., Fredsøe, J., & Christiansen, N. (1992). Scour around vertical pile in waves. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 118(1), 15–31. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(1992\)118:1\(15\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(1992)118:1(15))

TDEC, Casais e Afavias. (2022). Plano de prospeção geológico-geotécnica complementar: Ponte D. António Francisco dos Santos – Porto (Relatório n.º R8492 RG-GL00-1-RL-001). Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A.

Terzaghi, K. (1936). The shearing resistance of soils. In Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Vol. 1, pp. 54–56). Cambridge, MA: Harvard University.

USACE - United States Army Corps of Engineers. (2006). Coastal Engineering Manual (CEM) (Engineer Manual EM 1110-2-1100). Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers.

Van Rijn, L. C. (1984). Sediment transport, part I: Bed-load transport. Journal of Hydraulic Engineering, 110(10), 1431–1456.

Veiga da Cunha, L. F. (1976). Dimensionamento hidráulico de obras de arte em estradas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.