

PROJECTO DE UM QUEBRAMAR DESTACADO DE PROTECÇÃO PARA A FRENTE MARÍTIMA DE ESPINHO

GRACIELA SILVA PEREIRA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS
E AMBIENTE**

Orientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

Co-Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado
Veloso Gomes

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha Família
Ao David

AGRADECIMENTOS

A conclusão do meu percurso académico não seria certamente possível sem o contributo de todos os que diariamente conviveram comigo.

Não poderia nunca deixar de prestar os mais sinceros agradecimentos ao meu orientador, Professor Francisco Taveira Pinto, sem o qual a realização deste projecto não seria possível. Um muito obrigado por me ter escutado sempre que o solicitei, pelas sugestões e críticas apresentadas, pela partilha de conhecimentos, e pelo acompanhamento incessante do meu trabalho ao longo deste ano lectivo.

Ao Professor Veloso Gomes, na qualidade de co-orientador do projecto, que sempre demonstrou total disponibilidade para esclarecer dúvidas e apresentar sugestões.

Ao Engenheiro Joaquim Pais Barbosa, do Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, FEUP, pela ajuda indispensável na utilização do programa ArcMAP, e pela documentação fornecida.

Ao David, um agradecimento muito especial, pelo incansável apoio, incentivo e disponibilidade prestada ao longo deste trabalho e dos últimos dois anos.

À minha irmã Sofia pela ajuda prestada no relatório do projecto e pelas conversas elucidativas.

À Micaela e à Lara, um agradecimento também muito especial, pois nem só com trabalho se desenvolveu o projecto. Obrigada pela amizade, pelas conversas e por todo o apoio que me prestaram ao longo destes últimos dois anos de convivência.

Aos meus pais, o agradecimento mais especial, pois sem eles nada teria sido possível.

RESUMO

A cidade de Espinho, localizada no litoral português do Atlântico Oeste, sofreu a sua última intervenção de requalificação costeira, integrada no Plano Geral de Obras de Protecção, em 1997. No que concerne à requalificação da faixa costeira da cidade, fustigada pelo mar até então, e de modo a proteger a “unidade” fisiográfica compreendida entre Leixões e o Cabo Mondego, foram construídos 2 esporões de dimensões pouco usuais.

A redução das fontes aluvionares e as condições de agitação fortes em que está inserida a cidade de Espinho, não permitiu que os resultados expectáveis após a construção das obras fossem totalmente alcançados. A incapacidade de fixação das areias depositadas natural ou artificialmente passou a constituir um problema de erosão localizada, menosprezado até então.

Avaliadas as circunstâncias em que a erosão ocorre, nomeadamente devido à forte agitação marítima, conclui-se que sem obstáculo ao transporte longitudinal de sedimentos, a retenção dos mesmos é impraticável.

O presente projecto visa o dimensionamento de uma obra longitudinal destacada, em enrocamento, para a frente litoral da cidade de Espinho, que possibilite a mitigação da erosão da praia adjacente, bem como a retenção de um volume de areias depositado imediatamente após a construção do quebramar.

Na concepção do quebramar destacado são identificadas algumas metodologias aplicáveis ao dimensionamento hidráulico e estrutural. Ao nível estrutural são validadas as formulações de Hudson (1974), Powell e Allsop (1985), Vidal *et al.* (2001) e van der Meer (1988). No que respeita aos critérios de dimensionamento hidráulico destacam-se os modelos empíricos de Pilarczyk (2003), Harris e Herbach (1986) e de Shu e Dalrymple (1987), entre outros. A aplicação do método do Ministério da Construção Japonês constitui também um instrumento de análise na previsão da profundidade de implantação da estrutura, bem como na avaliação da distância da mesma à linha de costa. Recorre-se ainda às formulações de González e Medina (2001) a fim de se comprovar os resultados obtidos pelos diferentes métodos de dimensionamento hidráulico.

Primeiramente, são analisadas as condições locais, físicas e geológicas, prosseguindo-se com a realização do dimensionamento da estrutura de defesa costeira.

Os parâmetros geométricos da estrutura, comprimento e largura de coroamento, e o seu afastamento à linha de costa constituem uma das principais condicionantes do projecto, por se entender necessário estabelecer um comprimento máximo longitudinal e transversal da estrutura. Tais limitações devem garantir uma circulação contínua das águas balneares e minimizar os impactos locais, sem depreciar as funções para as quais a estrutura é concebida, ou seja, para a protecção da marginal e o aumento do perímetro e área balnear.

Assim, definidos todos os parâmetros necessários à construção da estrutura, é apresentado o método construtivo da mesma e são estimadas as quantidades de enrocamento necessárias para a construção do quebramar destacado.

Por fim, são enumerados os possíveis impactos ambientais, socioeconómicos e paisagísticos decorrentes da implantação da estrutura. São ainda expostas algumas considerações finais que se entenderam importantes ao longo do projecto.

PALAVRAS-CHAVE: Erosão, Quebramar destacado, Espinho, Projecto.

ABSTRACT

The last coastal defence intervention made at the city of Espinho, located in the portuguese west Atlantic coast, took place in 1997, integrated in the Coastal Protection Works General Plan. According to that plan, two unusually sized groins were built in order to provide protection to the city seafront.

Reduction of aluvionar sources and the strong wave climate conditions at Espinho did not allowed to reach the expected results after the works construction. The inability to settle naturally or artificially sand sediments led to local erosion problems that were not bear in mind before.

Once evaluated the erosion causes, like wave climate, it can be concluded that without an obstacle to longitudinal sediment transport it is almost impossible to retain any sediments.

This project aims the design of a rocky detached breakwater to be located at the coastal front of Espinho, between the two existing breakwaters, in order to minimize beach erosion and to retain the sand deposited after the breakwater construction.

For the detached breakwater design, some hydraulic and structural methodologies were used, namely Hudson (1974), Powell and Allsop (1985), Vidal *et al.* (2001) and van der Meer (1988) for structural approach. For the hydraulic design the criteria used are based on empirical models such as Pilarczyk (2003), Harris and Herbich (1986) and Shu and Dalrymple (1987).

The Japanese Ministry of Construction methodology is an instrument that can defines an ideal water depth at the structure and also evaluates the distance between the structure and the shoreline. Formulation of González and Medina (2001) is also used to confirm results obtained by the others hydraulic design methodologies.

Firstly, physical and geological local conditions were analysed in order to support the coastal structure design.

Geometric structural parameters, such as crest length and width and its distance to shoreline, are the main design conditions, in order to establish maximum longitudinal and cross dimensions for the structure. These limitations must guaranty a continuous sea water circulation and minimize local impacts, without forgetting the real structural function that is to protect the city's seafront and increase the beach area and length.

Once defined all needed parameters, the constructive method is presented and rock quantity required for breakwater construction is estimated.

Finally, possible environmental, socioeconomic and visual impacts due to a possible breakwater construction are listed. There are also exposed some final considerations, that were important during the design process.

KEYWORDS: Erosion, Detached breakwater, Espinho, Project.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

2. OS QUEBRAMARES DESTACADOS COMO ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA 3

2.1. INTRODUÇÃO 3

2.2. EROSÃO COSTEIRA 4

2.2.1. INTRODUÇÃO 4

2.2.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA 4

2.2.2.1. Introdução 4

2.2.2.2. Empolamento 4

2.2.2.3. Refracção 5

2.2.2.4. Difracção 6

2.2.2.5. Reflexão 7

2.2.2.6. Rebentação 8

2.2.2.7. Espraimento e Refluxo 9

2.2.3. FONTES SEDIMENTARES 10

2.3. PROTECÇÃO COSTEIRA 10

2.4. QUEBRAMARES DESTACADOS 14

2.4.1. INTRODUÇÃO 14

2.4.2. PERFIL TRANSVERSAL-TIPO DE UM QUEBRAMAR DESTACADO 16

2.4.3. MATERIAIS DOS QUEBRAMARES DESTACADOS 17

2.4.4. PARÂMETROS FUNCIONAIS 18

2.4.5. FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO 20

2.4.6. VANTAGENS E INCONVENIENTES 22

2.4.6.1. Introdução 22

2.4.6.2. Impactos Hidrodinâmicos 22

2.4.6.3. Impactos Bio-Morfológicos 23

2.4.6.4. Impactos Paisagísticos e Culturais	23
2.4.6.5. Impactos Socio-Económicos	24

3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO E ESTRUTURAL DE QUEBRAMARES DESTACADOS

3.1. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO	25
--	-----------

3.1. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO	25
--	-----------

3.1.1. INTRODUÇÃO	25
-------------------------	----

3.1.2. TRANSMISSÃO DA AGITAÇÃO	26
--------------------------------------	----

3.1.2.1. Introdução	26
---------------------------	----

3.1.2.2. Coeficiente de Transmissão por van der Meer e Daemen	26
---	----

3.1.2.3. Coeficiente de Transmissão por Briganti <i>et al.</i>	27
--	----

3.1.2.4. Coeficiente de Transmissão por Ahrens	27
--	----

3.1.2.5. Coeficiente de Transmissão por Taveira Pinto	28
---	----

3.1.3. ALTERAÇÕES MORFOLÓGICAS	30
--------------------------------------	----

3.1.3.1. Modelos Empíricos	30
----------------------------------	----

3.1.3.2. Método <i>Japanese Ministry of Construction, JMC</i>	34
---	----

3.1.4. FORMA DO EQUILÍBRIO ESTATICO A SOTAMAR DA ESTRUTURA	38
--	----

3.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	43
--	-----------

3.2.1. INTRODUÇÃO	43
-------------------------	----

3.2.2. FÓRMULA DE HUDSON (<i>WATERWAYS EXPERIMENT STATION</i>)	45
--	----

3.2.3. FÓRMULA DE POWELL E ALLSOP	46
---	----

3.2.4. FÓRMULA DE VIDAL <i>ET AL.</i>	49
---	----

3.2.5. FÓRMULA DE VAN DER MEER	51
--------------------------------------	----

3.2.6. FÓRMULA DE VAN DER MEER (QUEBRAMARES SUBMERSOS)	54
--	----

3.3. PERFIL TRANSVERSAL TIPO	55
---	-----------

3.3.1. CAMADAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL	55
--	----

3.3.1.1. Pesos Unitários dos Blocos	55
---	----

3.3.1.2. Disposições Geométricas	56
--	----

3.3.2. FUNDAÇÃO DE QUEBRAMARES DE TALUDES	57
---	----

4. CIDADE DE ESPINHO – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE INTERVENÇÃO

4.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA CIDADE DE ESPINHO	61
---	-----------

4.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA CIDADE DE ESPINHO	61
---	-----------

4.1.1. CONTEXTO HISTÓRICO DA CIDADE	62
4.1.2. FENÓMENOS DE EROÇÃO EM ESPINHO	67
4.1.3. CARACTERIZAÇÃO SOCIOECONÓMICA DA CIDADE.....	70
4.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL DE INTERVENÇÃO.....	72
4.2.1. AGITAÇÃO MARÍTIMA.....	72
4.2.1.1. Introdução	72
4.2.1.2. Alturas de Onda	74
4.2.1.3. Períodos de Onda	75
4.2.1.4. Direcção média associada ao período de pico	76
4.2.2. GEOMORFOLOGIA DA COSTA.....	77
4.2.2.1. Introdução	78
4.2.2.2. Topografia e Batimetria.....	78
4.2.2.3. Características Sedimentares	79
4.2.2.3. Transporte Sedimentar.....	80
4.2.3. USOS DA ZONA COSTEIRA.....	81
4.2.3.1. Usos do Solo	81
4.3. SOLUÇÕES E MEDIDAS.....	82
5. MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA DO PROJECTO	85
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	85
5.2. ELEMENTOS DE BASE DE CÁLCULO.....	85
5.2.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS	85
5.2.1.1. Pesos Específicos	85
5.2.1.2. Coeficientes de Estabilidade do Enrocamento	85
5.2.1.3. Coeficiente de Forma	86
5.2.2. ACÇÕES.....	86
5.2.2.1. Características de Maré	86
5.2.2.2. Alturas de Onda	87
5.2.2.3. Períodos de Onda	91
5.3. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA	92
5.3.1. LOCALIZAÇÃO DO QUEBRAMAR DESTACADO	92
5.3.2. CARACTERÍSTICAS DO QUEBRAMAR DESTACADO	92

5.3.2.1. Condições de Implantação	92
5.3.2.2. Forma	93
5.3.2.1. Plataforma de Construção	93
5.4. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	94
5.4.1. INTRODUÇÃO	94
5.4.2. PESOS UNITÁRIOS DOS BLOCOS DO MANTO RESISTENTE – PERFIL CORRENTE	94
5.4.2.1. Dimensionamento pela fórmula de Hudson	94
5.4.2.2. Dimensionamento pela fórmula de Powell e Allsop	95
5.4.2.3. Dimensionamento pela fórmula de van der Meer	97
5.4.2.4. Dimensionamento pela fórmula fórmula de Vidal <i>et al.</i>	98
5.4.3. PESOS UNITÁRIOS DOS BLOCOS DO MANTO RESISTENTE – PERFIL CABEÇA	100
5.4.4. FACTOR DE REDUÇÃO DO DIÂMETRO MÉDIO DOS BLOCOS, R_p	100
5.4.5. PESOS UNITÁRIOS DOS ELEMENTOS	101
5.4.5.1. Manto Resistente	101
5.4.5.2. Sub-Camada, Núcleo e Risberma	103
5.4.5.3. Fundação	103
5.4.6. GEOMETRIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL	104
5.5. CONCEPÇÃO HIDRÁULICA	104
5.5.1. INTRODUÇÃO	104
5.5.2. ALTERAÇÕES MORFOLÓGICAS	104
5.5.2.1. Coeficiente de Transmissão, K_t	104
5.5.2.2. Método JMC e Modelos Empíricos	108
5.5.2.3. Forma do Tômbolo a Sotamar da Estrutura	113
5.5.3. VOLUME SEDIMENTAR PARA ALIMENTAR A PRAIA DA ZONA CENTRAL DA MARGINAL DE ESPINHO	114
5.6. MÉTODO CONSTRUTIVO DO QUEBRAMAR DESTACADO	115
5.6.1. INTRODUÇÃO	115
5.6.2. PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO	115
5.7. MAPA DE QUANTIDADES E MEDIÇÕES	122
 6. IMPACTES DO QUEBRAMAR DESTACADO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	 125
6.1. IMPACTES DO QUEBRAMAR DESTACADO	125
6.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS	126

7. PEÇAS DESENHADAS	129
----------------------------------	------------

BIBLIOGRAFIA.....	131
--------------------------	------------

ANEXOS	
---------------	--

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fenómeno de empolamento da agitação.....	5
Figura 2.2 – Concentração de energia sobre um cabo submarino (Sancho, 2002)	5
Figura 2.3 – Dispersão de energia sobre uma baía (Sancho, 2002)	6
Figura 2.4 – Difracção na baía de São Martinho do Porto (Lopes, 2005).....	6
Figura 2.5 – Fenómeno de difracção no encontro com um quebramar (Taveira Pinto, 2007)	7
Figura 2.6 – Fenómeno de reflexão das ondas com profundidade constante (a) e num plano inclinado (b). (adaptado de Veloso Gomes, 1995).....	7
Figura 2.7 – Onda estacionária sinusoidal, <i>clapotis</i> (Fiolhais, 2005).....	8
Figura 2.8 – Rebentação mergulhante – <i>plunging breaker</i>	8
Figura 2.9 – Rebentação progressiva – <i>spilling breaker</i>	9
Figura 2.10 – Rebentação oscilatória – <i>surging breaker</i>	9
Figura 2.11 – Fenómeno de espraimento e refluxo da agitação (Lopes, 2005)	9
Figura 2.12 – Alimentação artificial da praia de New Jersey, EUA.....	11
Figura 2.13 – Quebramares de Taludes do Porto de Recreio de Oeiras, Portugal	11
Figura 2.14 – Esporões entre Espinho e Paramos, Portugal.....	12
Figura 2.15 – Obra longitudinal aderente	13
Figura 2.16 – Quebramar destacado na Aguda, Vila Nova de Gaia, Portugal. (Pais Barbosa, 2003). 13	
Figura 2.17 – Quebramar destacado sujeito a agitação forte, com formação de tómbolo (Castelo do Neiva, Portugal).	14
Figura 2.18 – Quebramar destacado sujeito a agitação média/calma, com formação de saliência (Semaphore, Austrália).....	15
Figura 2.19 – Quebramar destacado sujeito a agitação média/calma, com formação de tómbolo (Adelaide, Austrália).	15
Figura 2.20 – Quebramar destacado sujeito a agitação calma, com formação de saliência (Monte Carlo, Mónaco).	16
Figura 2.21 – Perfil transversal-tipo de um quebramar destacado.	17
Figura 2.22 – Parâmetros característicos de um quebramar destacado (Pilarczyk, 2003).	19
Figura 2.23 – Submergência do coroamento de um quebramar destacado emerso.....	19
Figura 2.24 – Submergência do coroamento de um quebramar destacado submerso.....	20
Figura 2.25 – Funcionamento de um quebramar destacado. (Taveira Pinto, 2007).	20
Figura 2.26 – Tómbolo.....	21
Figura 2.27 – Saliência.....	21
Figura 3.1 – Erosão a sotamar provocada pelo esporão transversal à linha de costa.	25

Figura 3.2 – Resultados dos testes obtidos pelo modelo nº9, em função de R^* (Taveira Pinto, 2001).	29
Figura 3.3 – Resultados dos testes obtidos pelo modelo nº9, em função de H_s (Taveira Pinto, 2001).	30
Figura 3.4 – Definição do tipo de praia segundo o método de dimensionamento JMC (CERC, 1995)	35
Figura 3.5 – Declividade da onda em águas profundas, <i>versus</i> declividade junto à linha de costa (Goda, 1970)	36
Figura 3.6 – Rácio da área da saliência <i>versus</i> parâmetros locais para praias do tipo B (Taveira Pinto, 2007)	36
Figura 3.7 – Rácio da área da saliência <i>versus</i> parâmetros locais para praias do tipo C (Taveira Pinto, 2007)	37
Figura 3.8 – Esquema das diferentes regiões geradas por um quebramar destacado (Taveira Pinto, 2007)	38
Figura 3.9 – Esquema elucidativo da relação entre as variáveis α_{min} , β , R_o e Y (Taveira Pinto, 2007)	39
Figura 3.10 – Esquema de definição de um tómbolo (Taveira Pinto, 2007)	40
Figura 3.11 – Esquema de definição de uma saliência teórica (Taveira Pinto, 2007)	40
Figura 3.12 – Variação dos parâmetros adimensionais da forma em planta de equilíbrio para tómbolo (B_k/B , B_1/L) e saliência (Y_0/Y , B_1/L), para diferentes valores do comprimento do quebramar $2B$, da distância do quebramar à linha de costa, Y , e do comprimento de onda, L (Taveira Pinto, 2007)	41
Figura 3.13 – Esquema de definição de uma saliência teórica (traço interrompido) e saliência real (traço a cheio) (Taveira Pinto, 2007)	42
Figura 3.14 – Esquema de definição de uma saliência teórica por Andrews, 1997 (Taveira Pinto, 2007)	43
Figura 3.15 – Curva de Estragos 1, Powell e Allsop, 1985 (Taveira Pinto, 2007)	47
Figura 3.16 – Curva de Estragos 2, Powell e Allsop, 1985 (Taveira Pinto, 2007)	48
Figura 3.17 – Secções de um quebramar de baixa cota de coroamento consideradas, Vidal <i>et al.</i> , 2000 (Taveira Pinto, 2007)	49
Figura 3.18 – Relações de estabilidade para o dimensionamento das diferentes zonas de um quebramar de baixa cota de coroamento, Vidal <i>et al.</i> , 2000 (Taveira Pinto, 2007)	50
Figura 3.19 – Factor de permeabilidade, P , para vários tipos de situações (a) $P = 0.1$; (b) $P = 0.4$; (c) $P = 0.5$; (d) $P = 0.6$, van der Meer, 1988	52
Figura 3.20 – Factor de Redução de $Dn50$ para estruturas convencionais de baixa cota de coroamento, van der Meer, 2003 (Taveira Pinto, 2007)	54
Figura 3.21 – Curva de dimensionamento para quebramares submersos, Pilarczyk, 2003 (Taveira Pinto, 2007)	55
Figura 3.22 – Secção transversal de um quebramar de taludes galgável, dentro da zona de rebentação (CEM, 2003)	55
Figura 3.23 – Secção transversal de um quebramar de taludes galgável, fora da zona de rebentação (CEM, 2003)	56
Figura 3.24 – Esquema de fundação com geotêxtil (Taveira Pinto, 2005)	57

Figura 3.25 – Aplicação de um geossintético na fundação de quebra-mares destacados na Malásia .	58
Figura 3.26 – Grelha de blocos de betão, para fundações de estruturas costeiras	58
Figura 3. 27 – Esquema de fundação em enrocamento (Taveira Pinto, 2005)	59
Figura 3.28 – Fundação protegida por enrocamento TOT, Molhe Sul da Foz do Rio Douro	59
Figura 4.1 – Área Metropolitana do Porto (<i>EUrosion</i> , 2006)	61
Figura 4.2 – Fábrica de Conservas <i>Brandão Gomes & C.A</i> (Morais Gaio, 1999)	62
Figura 4.3 – Fábrica <i>Fosforeira Portuguesa</i> (Morais Gaio, 1999)	62
Figura 4.4 – Casino de Espinho (esquerda) e Bingo (direita)	63
Figura 4.5 – Recuo da costa de Espinho entre 1880 e 1911 (Hidrotécnica, 1991)	63
Figura 4.6 – Derrocada da Capela de Nossa Senhora da Ajuda, 1904 (Morais Gaio, 1999)	64
Figura 4.7 – Destruição do paredão que protegia a cidade, 1910 (Morais Gaio, 1999)	64
Figura 4.8 – Destruição parcial da piscina municipal, 1949 (<i>EUrosion</i> , 2006)	65
Figura 4.9 – Esporão norte de Espinho, 1970 (<i>EUrosion</i> , 2006)	65
Figura 4.10 – Tempestade sobre litoral espinhense, 1979 (<i>EUrosion</i> , 2006)	66
Figura 4.11 – Construção do esporão norte, 1982.....	66
Figura 4.12 – Evolução da linha de costa da frente de Espinho de 1958 a 1988 (adaptado da Hidrotécnica, 1991)	67
Figura 4.13 – Esporões norte e sul da frente litoral da cidade de Espinho (<i>EUrosion</i> , 2006)	68
Figura 4.14 – Obra longitudinal aderente da frente litoral da cidade de Espinho (Dias, A., 1994)	68
Figura 4.15 – Largura de praia, compreendida na faixa amarela (adaptado de Pires, 2006)	69
Figura 4.16 – Vista da zona marginal da cidade de Espinho adjacente à zona de intervenção, em época balnear	70
Figura 4.17 – Prática de desportos aquáticos nas praias de Espinho	70
Figura 4.18 – Torneio de voleibol anual na praia da Baía, Espinho	71
Figura 4.19 – Piscina Solário Atlântico após a remodelação	71
Figura 4.20 – Variação ao longo do ano da distribuição mensal de H_s na Figueira da Foz (adaptado de Costa <i>et al.</i> , 1994)	75
Figura 4.21 – Frequência da direcção das ondas registadas na estação da Figueira da Foz (adaptado de Costa <i>et al.</i> , 1994)	76
Figura 4.22 – Frequência da direcção das ondas registadas na bóia de Leixões. (<i>EUrosion</i> , 2006) .	76
Figura 4.23 – Secção transversal do talude da praia em análise, com as respectivas inclinações	78
Figura 4.24 – Geologia de Espinho (adaptado de Pires, 2006)	80
Figura 4.25 – Carta de ocupação do solo da cidade de Espinho	81
Figura 4.26 – Orientação perpendicular a WNW, da linha de praia junto ao esporão sul.....	82
Figura 5.1 – Caminho de acesso C_2 . Execução do núcleo em TOT (adaptado de Fernandes, 2007).	116

Figura 5.2 – Caminho de acesso C ₂ . Execução da sub-camada (adaptado de Fernandes, 2007) ...	117
Figura 5.3 – Quebramar Destacado. Execução do núcleo em TOT (adaptado de Fernandes, 2007)	117
Figura 5.4 – Quebramar Destacado. Colocação de TOT no tapete de protecção (adaptado de Fernandes, 2007)	117
Figura 5.5 – Quebramar Destacado - Secção da cabeça. Colocação de TOT no tapete de protecção (adaptado de Fernandes, 2007)	118
Figura 5.6 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007)	118
Figura 5.7 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007)	118
Figura 5.8 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007)	119
Figura 5.9 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007)	119
Figura 5.10 – Quebramar Destacado. Execução das bermas de 15 a 25 kN (adaptado de Fernandes, 2007)	119
Figura 5.11 – Quebramar Destacado. Execução das bermas de 8 a 13 kN (adaptado de Fernandes, 2007)	119
Figura 5.12 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – exterior 1ª camada (adaptado de Fernandes, 2007)	120
Figura 5.13 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – interior 1ª camada (adaptado de Fernandes, 2007)	120
Figura 5.14 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – exterior 2ª camada (adaptado de Fernandes, 2007)	120
Figura 5.15 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – interior 2ª camada (adaptado de Fernandes, 2007)	121
Figura 5.16 – Quebramar Destacado. Redução da cota de coroamento e colocação no pé do talude (adaptado de Fernandes, 2007)	121
Figura 5.17 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 2ª fase (adaptado de Fernandes, 2007)	121
Figura 5.18 – Quebramar Destacado. Colocação de enrocamento no coroamento (adaptado de Fernandes, 2007)	122

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Dimensões e características dos modelos impermeáveis testados.....	9
Tabela 3.2 – Coeficientes K_D da fórmula de Hudson para enrocamento (SPM, 1984).	45
Tabela 3.3 – Coeficientes K_D da fórmula de Hudson para enrocamento (LNEC).....	46
Tabela 3.4 – Constantes A, B e C da expressão (3.31) para as secções consideradas.....	49
Tabela 3.5 – Valores do parâmetro S recomendável, em mantos resistentes constituídos por duas camadas de enrocamento, van der Meer, 1988.....	53
Tabela 4.1 – Registos mensais de agitação de Leixões.....	72
Tabela 4.2 – Número de registos de agitação anuais de Leixões.....	73
Tabela 4.3 – Validação dos registos de agitação de Leixões.....	73
Tabela 4.4 – Elementos relativos a marés (IHRH, 1999).....	73
Tabela 4.5 – Frequência de ocorrência de níveis de maré superiores a 3.40m (IHRH, 1999).....	74
Tabela 4.6 – Valores médios globais característicos da agitação na Figueira da Foz e em Leixões ..	77
Tabela 4.7 – Valores extremos característicos da agitação na Figueira da Foz e em Leixões.....	77
Tabela 4.8 – Inclinação do talude de praia onde se localizará a estrutura destacada.....	79
Tabela 5.1 – Alturas de onda H_{05} em Leixões.....	87
Tabela 5.2 – Alturas de onda H_{rms} e H_{012} em Leixões.....	88
Tabela 5.3 – Alturas de onda para as cotas de fundo -6.00, -5.00 e -4.00 m (ZH), de acordo com os critérios (a), (b) e (c), em Espinho.....	89
Tabela 5.4 – Alturas de onda médias anuais do décimo superior em Leixões.....	90
Tabela 5.5 – Altura de onda máxima compatível com a profundidade, altura de onda significativa, altura de onda média do décimo superior, Espinho <i>versus</i> Leixões.....	90
Tabela 5.6 – Períodos de onda T_{05} associados às alturas de onda H_{05}	91
Tabela 5.7 – Períodos de Onda, T_{012} , associados a alturas de onda, H_{012} , em Leixões.....	91
Tabela 5.8 – Períodos de pico médios anuais em Leixões.....	92
Tabela 5.9 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=2.0$ (SPM).....	94
Tabela 5.10 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=5.7$ (LNEC).....	94
Tabela 5.11 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=7.7$ (LNEC).....	95
Tabela 5.12 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=6.4$ (LNEC).....	95
Tabela 5.13 – Relação R_c/d para diferentes cotas de coroamento e limites de aplicação.....	95
Tabela 5.14 – Parâmetros de estabilidade adimensional, N_s	96
Tabela 5.15 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $w_{P\&A}$, para 2.5% de estragos.....	96
Tabela 5.16 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $w_{P\&A}$, para 5.0% de estragos.....	96

Tabela 5.17 – Parâmetros de estabilidade espectral, N_s^*	96
Tabela 5.18 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{P\&A}$, para 2.5% de estragos	96
Tabela 5.19 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{P\&A}$, para 5.0% de estragos	97
Tabela 5.20 – Parâmetros para a avaliação do peso unitário dos blocos do manto resistente do talude anterior do quebramar destacado	97
Tabela 5.21 – Classificação do tipo de rebentação	97
Tabela 5.22 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{van\ der\ Meer}$	98
Tabela 5.23 – Parâmetros para a avaliação dos pesos unitários das secções do quebramar destacado	98
Tabela 5.24 – Diâmetros médios, D_{FS} , e pesos unitários, W_{FS} , dos Taludes Anteriores.....	99
Tabela 5.25 – Diâmetros médios, D_{FS} , e pesos unitários, W_{FS} , do Coroamento	99
Tabela 5.26 – Diâmetros médios, D_{FS} , e pesos unitários, W_{FS} , do Talude Posterior	99
Tabela 5.27 – Diâmetros médios, D_{FS} , e pesos unitários, W_{FS} , da Cabeça Posterior	99
Tabela 5.28 – Pesos unitários, $W_{Vidal\ et\ al.}$	99
Tabela 5.29 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para a secção da cabeça (LNEC)	100
Tabela 5.30 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para a secção da cabeça e $K_D=1.6$ (SPM)	100
Tabela 5.31 – Diâmetros médios, D_{n50} , e pesos unitários, W , afectados do factor de redução, R_p , para o perfil corrente.....	101
Tabela 5.32 – Diâmetros médios, D_{n50} , e pesos unitários, W , afectados do factor de redução, R_p , para a secção da cabeça	101
Tabela 5.33 – Pesos unitários dos blocos do manto resistente para o perfil corrente	102
Tabela 5.34 – Pesos unitários dos blocos do manto resistente para a secção da cabeça	102
Tabela 5.35 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso Briganti <i>et al.</i> , 2003	105
Tabela 5.36 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso Ahrens, 2001.....	106
Tabela 5.37 – Parâmetros de cálculo do coeficiente de transmissão do quebramar submerso	106
Tabela 5.38 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso, em função de R^* , Taveira Pinto, 2001.....	107
Tabela 5.39 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso, em função de H_s , Taveira Pinto, 2001.....	107
Tabela 5.40 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso com cota de coroamento +5.00 m (ZH), van der Meer e Daemen, 1994	107
Tabela 5.41 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso, para diferentes cotas de coroamento, segundo van der Meer e Daemen, 1994	108
Tabela 5.42 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso, para diferentes cotas de coroamento, segundo Briganti <i>et al.</i> , 2003	108

Tabela 5.43 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso, para diferentes cotas de coroamento, Ahrens, 2001	108
Tabela 5.44 – Relação d_{b5}/H_{o5} para a inclinação do talude submerso de 1/40	109
Tabela 5.45 – Parâmetros de cálculo do método JMC	109
Tabela 5.46 – Largura da saliência calculada, X_s'	110
Tabela 5.47 – Intervalo do comprimento da estrutura, L_s	110
Tabela 5.48 – Características gerais do quebramar destacado, para verificação das alterações morfológicas da linha de costa	111
Tabela 5.49 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +3.50 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Briganti <i>et al.</i> , 2003	112
Tabela 5.50 – Quantificação da resposta da linha de costa aos modelos empíricos, para as diferentes cotas de coroamento, segundo os coeficientes de transmissão de Briganti <i>et al.</i> , 2003	112
Tabela 5.51 – Quantificação da resposta da linha de costa aos modelos empíricos, para as diferentes cotas de coroamento, segundo os coeficientes de transmissão de Ahrens, 2001	112
Tabela 5.52 – Parâmetros de caracterização geométrica do tómbolo	113
Tabela 5.53 – Caracterização geométrica do tómbolo, González e Medina, 2001	113
Tabela 5.54 – Volumes de enrocamento no manto resistente	113
Tabela 5.55 – Volumes de enrocamento na sub-camada	122
Tabela 5.56 – Volumes de enrocamento na risberma exterior	122
Tabela 5.57 – Volumes de enrocamento na risberma interior	122
Tabela 5.58 – Volumes de enrocamento no núcleo e protecção das risbermas	122
Tabela 5.59 – Volumes totais de enrocamento granítico por classe de peso	122
Tabela 6.1 – Classificação de impactes positivos e negativos	126

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- a - Parâmetro de cálculo de K_t , pela fórmula de van der Meer e Daemen
- A - Área plana de deposição de areia [m^2]
- A, B - Coeficientes empíricos de formulação de Powell e Allsop
- A, B, C - Constantes de cálculo de N_s pela formulação de Vidal *et al.*
- A_t - Área total de secção transversal do quebramar destacado [m^2]
- b - Parâmetro de cálculo de K_t , pela fórmula de van der Meer e Daemen
- B - Largura do coroamento do quebramar destacado [m]
- B - Metade do comprimento do quebramar destacado segundo González e Medina [m]
- BH - Cabeça posterior
- B_k - Metade da largura de ligação do tómbolo ao quebramar destacado [m]
- BS - Talude posterior
- B_1 - Metade do comprimento da linha de costa afectada pela estrutura [m]
- C - Coroamento
- d - Profundidade da água [m]
- d' - Profundidade da água no local de implantação da estrutura [m]
- d_{05} - Profundidade de rebentação local associado a H_{05} [m]
- D, D_{n50} - Diâmetro nominal dos blocos [m]
- D_{BH} - Diâmetro médio dos blocos da cabeça posterior [m]
- D_{BS} - Diâmetro médio dos blocos do talude posterior [m]
- D_C - Diâmetro médio dos blocos do coroamento [m]
- D_{FH} - Diâmetro médio dos blocos da cabeça anterior [m]
- D_{FS1} - Diâmetro médio dos blocos do talude anterior com inclinação 2:1, para um quebramar galgável [m]
- D_{FS2} - Diâmetro médio dos blocos do talude anterior com inclinação 2:1, para um quebramar galgável [m]
- $D_{H\infty}$ - Diâmetro médio dos blocos da secção de cabeça com inclinação 3:2, para um quebramar não galgável [m]
- $D_{\infty 1}$ - Diâmetro médio dos blocos do talude com inclinação 2:1, para um quebramar não galgável [m]
- $D_{\infty 2}$ - Diâmetro médio dos blocos do talude com inclinação 3:2, para um quebramar não galgável [m]
- G, L_g - Afastamento entre quebramar destacados, medido entre coroamentos [m]
- e_Δ - Dimensão característica dos blocos [m]
- $f_{através}$ - Parâmetro de cálculo do coeficiente de transmissão através da estrutura

f_{sobre} - Parâmetro de cálculo do coeficiente de transmissão sobre a estrutura

f_{sobre}^* - Parâmetro de cálculo do coeficiente de transmissão sobre uma estrutura submersa

F_d - Altura adimensional da água acima do coroamento

F_{d1} - Altura adimensional da água acima do coroamento, correspondente ao talude anterior com inclinação 2:1

F_{d2} - Altura adimensional da água acima do coroamento, correspondente ao talude anterior com inclinação 3:2

F_{d3} - Altura adimensional da água acima do coroamento, correspondente ao coroamento

F_{d4} - Altura adimensional da água acima do coroamento, correspondente à secção de cabeça

$F_{d,\text{máx}}$ - Altura máxima adimensional da água acima do coroamento

$F_{d,\text{mín}}$ - Altura mínima adimensional da água acima do coroamento

FH - Cabeça anterior

FS - Talude anterior

g - aceleração da gravidade [m/s^2]

h_C, H_C - Altura do quebramar destacado [m]

H_i - Altura de onda incidente na estrutura [m]

$H_{\text{máx}}$ - Altura de onda máxima [m]

H_{proj}, H - Altura de onda de projecto [m]

H_{o5} - Altura de onda correspondente à média das cinco mais altas alturas de onda que ocorrem no local, em águas profundas num ano [m]

H_{o12} - Altura de onda excedida 12 horas por dia num ano [m]

H_{rms} - Altura de onda média quadrática [m]

H_S, H_{M0} - Altura de onda significativa [m]

H_{S0}, H_0 - Altura de onda significativa em águas profundas [m]

$\bar{H}_{1/3}$ - Altura de onda média do terço superior [m]

$\bar{H}_{1/10}$ - Altura de onda média do décimo superior [m]

i - Inclinação dos taludes do manto resistente

i_1 - Inclinação da zona do talude submerso de praia mais profundo

i_2 - Inclinação da zona de implantação do quebramar destacado

i_3 - Inclinação da zona do talude submerso de praia menos profundo

I - Inclinação do talude submerso de praia junto ao local de implantação

K_D - Coeficiente de estabilidade

K_t^{Ahrens} - Coeficiente de transmissão resultante da formulação de Ahrens

$K_t^{\text{Briganti et al.}}$ - Coeficiente de transmissão resultante da formulação de Briganti *et al.*

K_t – Coeficiente de transmissão do quebramar destacado

$(K_t)_{através}$ - Coeficiente de transmissão através da estrutura

$(K_t)_{sobre}$ - Coeficiente de transmissão sobre da estrutura

K_{tl} – Limite inferior do coeficiente de transmissão. Pela fórmula de Briganti *et al.*

K_{tu} – Limite superior do coeficiente de transmissão. Pela fórmula de Briganti *et al.*

K_A - Coeficiente de forma

L_m, L - Comprimento de onda junto à estrutura [m]

L_{op}, L_0 – Comprimento de onda ao largo [m]

L_{05} – Comprimento de onda correspondente a T_{05} [m]

L_p - Linha de costa a proteger [m]

L_S - Comprimento longitudinal do coroamento do quebramar destacado [m]

L_S - Comprimento de onda equivalente de acordo com o método JMC [m]

L_5 – Comprimento de onda local junto à estrutura, associado a H_{05} [m]

N - Número de ondas registadas

N_a - Número total de unidades do manto resistente

N_e - Número de unidades/blocos deslocadas(os) da sua posição inicial

$N_{médio}$ - Nível médio da água do mar [m]

NNE- Orientação nor-nordeste

$N_{PMAV}, PMAV$ - Nível máximo de preia-mar de águas vivas [m]

N_s - Parâmetro de estabilidade adimensional de Hudson

N_s^* - Parâmetro de estabilidade espectral

NW - Orientação noroeste

N_Z - Número de ondas de uma tempestade

P - Porosidade

P_0 - Limite a sotamar do quebramar destacado até onde a praia é afectada pela estrutura

S - Nível de estragos admitidos

s_{op} - Declividade de onda em águas profundas

R_c - Desnível entre a cota de coroamento do quebramar destacado e o nível de água considerado [m]

R_p - factor de redução do diâmetro dos blocos do manto resistente

R_p^* - Parâmetro de cálculo de R_p

R^* - Coeficiente adimensional de transmissibilidade

R_0 - Distância entre P_0 e o limite do coroamento do quebramar destacado mais próximo [m]

SAR - Quociente de área de saliência

SE - Orientação sudeste

SSW - Orientação su-sudoeste

$\tan \alpha$ - Tangente do ângulo do talude do manto resistente com a horizontal

THTP - Direcção média do período de pico [°]

T_{02} - Período de onda médio [s]

T_{05} , T_5 - Período de onda associado a H_{05} [s]

T_{012} - Período de onda associado a H_{012} [s]

T_P - Período de pico [s]

W - Orientação oeste

W , W_{50} - Peso unitário dos blocos [kN]

W_{Hudson} - Peso unitário dos blocos do manto resistente resultante da formulação de Hudson [kN]

$W_{P\&A}$ - Peso unitário dos blocos do manto resistente resultante da formulação de Powell e Allsop [kN]

$W_{van\ der\ Meer}$ - Peso unitário dos blocos do manto resistente resultante da formulação de van der Meer [kN]

$W_{Vidal\ et\ al.}$ - Peso unitário dos blocos do manto resistente resultante da formulação de Vidal *et al.* [kN]

WNW - Orientação oés-noroeste

X - Distância entre a linha de costa e o quebramar destacado [m]

X - Distância medida paralelamente ao quebramar destacado desde o limite do coroamento ao ponto P_0 mais próximo segundo González e Medina [m]

X' - Distância calculada entre a linha de costa e o quebramar destacado [m]

X'_S - Largura de saliência correspondente à profundidade d' [m]

X_{off} - Distância entre o “vértice” de saliência e a estrutura [m]

X_S , Y_0 , Y_{off} - Largura de saliência [m]

Y - Distância entre a linha de costa de equilíbrio e o quebramar destacado [m]

Y_s - Largura efectiva da saliência [m]

Z_C - Cota de coroamento [m]

Z_f - Cota de fundação [m]

ZH - Zero hidrográfico [m]

α - Ângulo do talude do manto resistente com a horizontal [°]

α_{min} - Parâmetro de cálculo do método do JMC [°]

β - Parâmetro de cálculo do método do JMC [°]

β_r - Constante de cálculo do parâmetro α_{min} [°]

γ_{enr} - Peso volúmico do enrocamento [kN/m³]

γ_r - Peso volúmico do material [kN/m³]

γ_w - Peso volúmico da água do mar [kN/m³]

Δ - Densidade relativa dos blocos

ξ, ξ_m - Número de Iribarren

ξ_{mc} - Número de Iribarren crítico

ξ_{op} - Parâmetro de Battjes

JMC - *Japanese Ministry of Construction*

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

SPM - *Shore Protection Manual*

1

INTRODUÇÃO

As zonas costeiras são sistemas abertos, dinâmicos, complexos e heterogéneos, que potenciam a relação do cidadão com o Mar ou com o Oceano, permitindo oportunidades sociais e económicas de transformação das actividades tradicionais em novas formas de rendimento, com polarização de tais actividades ao longo da orla costeira.

A requalificação da zona costeira, como um modelo de gestão (Veloso Gomes *et al.*, 2006), permite a afirmação do território litoral português enquanto zona de interesse económico e turístico, pelo melhoramento das condições e infra-estruturas pré-existentes na faixa costeira. No entanto, a presença de situações de conflito na zona costeira devidas ao aumento da pressão urbanística, conduz à artificialização do espaço, pelas alterações morfológicas e de dinâmica costeira que esta poderá introduzir.

A cidade de Espinho, localizada no litoral Atlântico, sofreu a sua última intervenção de requalificação costeira, integrada no Plano Geral de Obras de Protecção, em 1997. No que concerne à requalificação da faixa costeira da cidade, fustigada pelo mar até então, e no sentido proteger a “unidade” compreendida entre Leixões e o Cabo Mondego, foram construídos 2 esporões de dimensões pouco usuais. Com esta medida pretendia-se oferecer boas condições de exploração durante o período balnear, através da criação de uma nova praia, e proteger a comunidade piscatória local, que ainda subsiste nos dias de hoje. O seu dimensionamento baseou-se nos conhecimentos científicos da época e na experiência dos projectistas.

A redução das fontes aluvionares e as condições de agitação fortes em que está inserida a cidade de Espinho, não permitiu que os resultados expectáveis após a construção das obras fossem totalmente alcançados. Mesmo recorrendo à alimentação artificial de areias, desde logo se denotou uma erosão localizada na zona central da área de intervenção, localizada entre os esporões principais Norte e Sul. A incapacidade de fixação das areias depositadas natural ou artificialmente passou a constituir um problema de erosão localizada, menosprezado até então. Avaliadas as circunstâncias em que a erosão ocorre, nomeadamente devido à forte agitação marítima, conclui-se que pela ausência de um obstáculo ao transporte longitudinal de sedimentos, a retenção dos mesmos seja impraticável.

Assim, a resolução do problema poderá passar pela introdução de um quebramar destacado que, por efeito das correntes de difracção geradas, permita a fixação de um volume de areias considerável, contrariando desta forma a erosão progressiva. Neste sentido, a intervenção e os seus problemas associados, são assim, a motivação e os objectos de análise do projecto que se segue.

O presente relatório corresponde ao projecto de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Ramo de Hidráulica, no âmbito do sub-ramo de Estudos Costeiros e Marítimos, sob orientação do Prof. Doutor Francisco Taveira Pinto e co-orientação do Prof. Doutor Fernando Veloso Gomes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

O principal objectivo deste trabalho visa elaborar um projecto de um quebramar destacado de protecção para a frente marítima de Espinho, assente numa aplicação da Lição de Síntese “Análise da Concepção e do Dimensionamento Hidráulico-Estrutural de Quebramares Destacados”, apresentada pelo orientador.

O projecto encontra-se organizado em sete capítulos, correspondendo a presente introdução ao Capítulo 1. Após o capítulo introdutório, é realizada uma breve referência às soluções de mitigação de erosão costeira, nomeadamente, à utilidade dos quebramares destacados como estruturas de defesa costeira, face às diversas acções a que estes estão expostos (Capítulo 2).

Identificadas as diversas abordagens de dimensionamento hidráulico e estrutural dos quebramares destacados, apresentam-se no Capítulo 3, aquelas que apresentam viabilidade de aplicação ao caso em estudo.

O Capítulo 4 contempla a caracterização da envolvente da cidade de Espinho, designadamente, a sua localização na unidade fisiográfica em que se insere, a identificação dos problemas de erosão ao longo das últimas décadas, o tipo de usos do solo, a caracterização da agitação, as condicionantes gerais do projecto, e as possíveis soluções e medidas correctivas.

Definida a solução final, por várias hipóteses de concepção, apresenta-se no Capítulo 5, uma memória descritiva e justificativa do projecto mais “alargada”, no que a peças escritas diz respeito. No mesmo capítulo é exposto o método construtivo adoptado neste projecto e o mapa de medições e quantidades referente ao quebramar destacado.

O dimensionamento das estruturas foi realizado com a aplicação Excel, do *software* Microsoft OfficeTM, nas sucessivas implantações das várias soluções e na imagem 3D da estrutura final utilizou-se o *software* ARCMAP da *Environmental Systems Research Institute* (ESRI).

O facto de grande parte da informação recolhida em suporte digital remeter a 1988, não permitiu caracterizar convenientemente a batimetria actual da faixa costeira de Espinho, pelo que todo o projecto foi realizado com base na informação disponibilizada na publicação da Hidrotécnica Portuguesa, 1991.

No Capítulo 6 são apresentadas algumas considerações finais, identificando, em particular, os possíveis impactos causados pela implantação da estrutura assim como a definição de um conjunto de considerações finais e desenvolvimentos futuros.

As peças desenhadas apresentadas no Capítulo 7, correspondentes ao quebramar destacado e ao caminho de acesso ao mesmo, foram realizadas com o *software* AutoCAD 2007, da Autodesk.

Em anexo, encontram-se algumas informações respeitantes à caracterização da agitação, caracterização dos taludes da praia, alguns aspectos do dimensionamento hidráulico e uma visualização em modelo 3D do quebramar destacado.

2

OS QUEBRAMARES DESTACADOS COMO ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

2.1. INTRODUÇÃO

A economia de um país é fortemente influenciada pelo sector turístico. Em Portugal, este sector está muito dependente da sua faixa litoral que representa metade do seu limite territorial. Casos como a exploração das zonas balneares do Algarve e da costa Alentejana, onde grande parte dos veraneantes são estrangeiros e com elevado poder económico, evoluíram graças ao clima agradável que aí se verificava. Contudo, é necessário criar as devidas condições nas zonas urbanas marginais já exploradas, onde o clima não é tão afável, e aumentar o seu potencial turístico para assim se afirmarem como destinos de qualidade. A maximização de uma oferta qualificada neste sector poderá ser então determinante para o crescimento da economia portuguesa.

Se, por um lado, as nossas praias constituem um bem de elevado interesse económico e turístico, por outro lado, verifica-se que tal provoca acentuadas pressões urbanísticas.

É certo que o planeamento da orla costeira é de extrema importância, e como tal, deve ser implementado de acordo com os Planos de Ordenamento da Orla Costeira (POOC). Porém é necessário que a informação inserida nestes planos seja correcta, actualizada e rigorosa para que falhas ou más interpretações do uso da faixa costeira não ocorram. Actualmente já existem ferramentas, como os denominados Sistemas de Informação Georreferenciada (SIG), que podem evitar tais situações, onde toda a informação existente é inserida numa base de dados.

Os POOC revelam um carácter preventivo. Contudo em Portugal ainda persistem filosofias contrárias que, pela escassez económica ou por postura política de algumas instituições, ainda continuam a actuar *à posteriori*, isto é, a implantar medidas correctivas como solução dos problemas que vão sucedendo. Vejam-se os exemplos da erosão na Costa da Caparica, que tem vindo a afectar construções ilegais, ou do assoreamento que ocorreu junto ao quebramar da Aguda, em Vila Nova de Gaia, que podia ter tido impactes minimizados por uma prévia dragagem. De facto, face aos danos provocados por tempestades nas zonas costeiras “não defendidas”, ou nas zonas em que os seus sistemas não desempenham as funções expectáveis, é necessário atenuar os efeitos destrutivos, perigosos e dispendiosos, intervindo previamente.

O presente projecto visa o dimensionamento de uma obra longitudinal destacada para a frente litoral da cidade de Espinho, que possibilite a mitigação da erosão da praia adjacente, bem como a retenção de um volume de areias depositado imediatamente após a construção do quebramar.

O carácter preventivo desta estrutura de defesa costeira seria alcançado se a mesma fosse implantada num futuro próximo. Contudo, outras zonas mais fustigadas urgem por uma intervenção rápida, o que remete para segundo plano a necessidade de intervir no caso apresentado.

2.2. EROÇÃO COSTEIRA

2.2.1. INTRODUÇÃO

A costa ocidental Portuguesa, sendo das mais enérgicas, constitui uma zona francamente exposta à agitação marítima, característica do Atlântico Norte e a outros fenómenos naturais como a diminuição do transporte sedimentar, a subida generalizada do nível médio das águas do mar e/ou as alterações climáticas.

Actualmente, são várias as notícias de incidentes ao longo da zona costeira portuguesa relativos a inundações, destruição de infra-estruturas e obras de defesa, ruptura e galgamentos de dunas, erosão costeira, destruição de habitats, perdas de biodiversidade (fauna e flora), contaminação do solo e dos recursos hídricos e degradação da qualidade das águas balneares (Pais Barbosa, 2003). Estes acontecimentos resultam, de certa forma, de um conjunto de acções físicas importantes ao longo da linha de costa.

2.2.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA

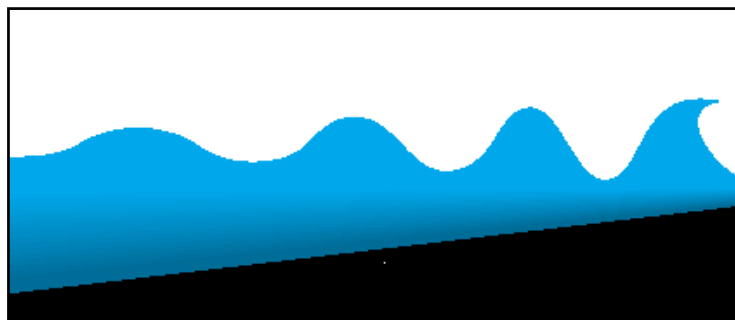
2.2.2.1. Introdução

A agitação marítima sendo uma acção física irregular deve ser encarada num conceito dinâmico. A sua interacção com os fundos pode alterar significativamente a morfologia das praias, de tal modo que, num período curto de tempo, as batimétricas observadas se encontrem totalmente alteradas devido a fenómenos de acreção ou erosão, consoante o estado da agitação. A intensidade e direcção da agitação e as alturas de onda registadas permitem caracterizar o estado da agitação. Na plataforma litoral continental, a batimetria condiciona as características anteriormente referidas e com estas permite avaliar a localização da zona de rebentação das ondas. Geralmente, a “linha de rebentação” determina as cotas de implantação de estruturas de defesa costeira, para que a interacção da estrutura com aos agentes predominantes tenha o comportamento desejado.

Os fenómenos de agitação marítima são o resultado da interacção das ondas com os obstáculos à propagação das mesmas (fundos e/ou estruturas de protecção costeira). Não sendo estes, objecto de estudo deste projecto, apresenta-se uma descrição sumária dos principais fenómenos de alteração da agitação na propagação em direcção à costa.

2.2.2.2. Empolamento

Também conhecido por *shoaling*, é um fenómeno sempre presente na propagação da agitação, que poderá ocorrer isolado ou simultaneamente com outros fenómenos. Manifesta-se pelo crescimento da altura de onda à medida que a profundidade diminui, pelo que a sua velocidade de propagação é atenuada. Na presença de obstáculos o seu desenvolvimento poderá gerar uma rebentação suave ou brusca (Figura 2.1).



Fonte: www.qc.ec.gc.ca

Figura 2.1 – Fenómeno de empolamento da agitação.

2.2.2.3. Refracção

A redução da celeridade da onda, quando esta se propaga de águas profundas para zonas de menor profundidade, com incidência oblíqua, constitui o princípio do fenómeno refracção. Para uma crista de onda em diferentes profundidades, os troços da crista em que a profundidade é menor deslocam-se mais lentamente que os troços em que a profundidade é maior, e assim, a crista tende a encurvar-se adaptando-se à morfologia do fundo admitindo-se sempre uma variação lenta das batimétricas (Sancho, 2002). A convergência dos troços das cristas de onda deformadas origina uma concentração de energia, que por sua vez provoca a formação de cabos nas fronteiras terrestres (Figura 2.2). Por outro lado, se a adaptação das cristas das ondas à batimetria conduzir a energia da onda à divergência da mesma, o desenvolvimento da costa terá uma geometria análoga à de uma baía (Figura 2.3). O processo de adaptação das cristas das ondas obedece ao critério de Snell, que relaciona a celeridade da onda com a direcção da sua propagação.

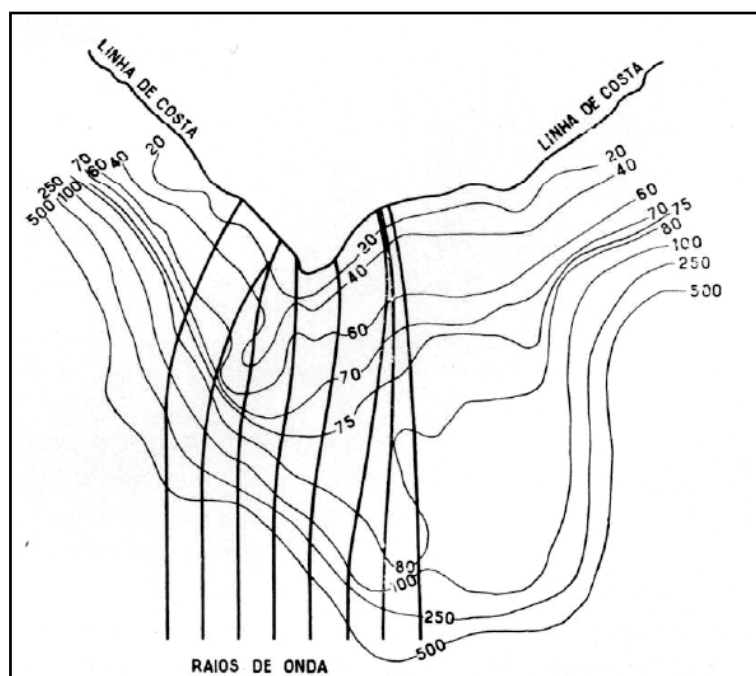


Figura 2.2 – Concentração de energia sobre um cabo submarino (Sancho, 2002).

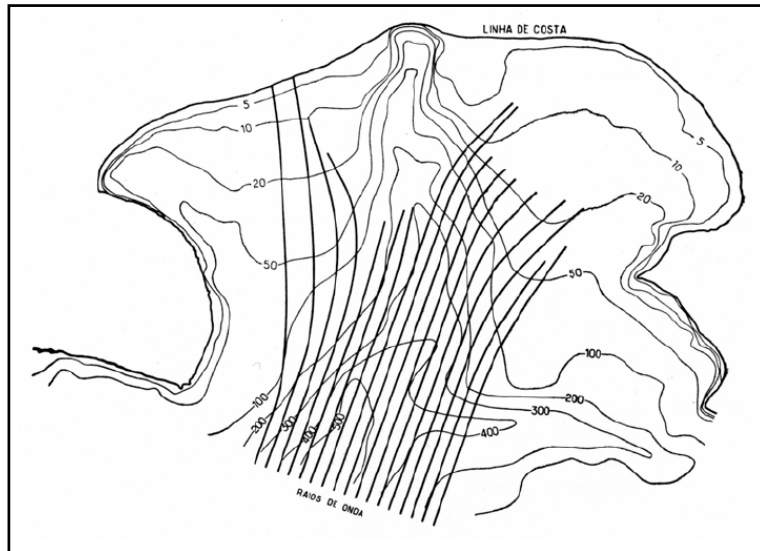


Figura 2.3 – Dispersão de energia sobre uma baía (Sancho, 2002).

2.2.2.4. Difracção

O desenvolvimento da difracção resulta da interrupção à propagação normal de um conjunto de ondas por um obstáculo, seja uma estrutura de defesa costeira ou uma estrutura natural (Figura 2.4). O fenómeno está associado a uma transferência lateral de energia ao longo da crista, assumindo a extensão destas uma configuração próxima de arco de círculo (Figura 2.5). A propagação das ondas difractadas é, geralmente, realizada em direcção a zonas abrigadas com alturas de onda menores. Este fenómeno é também frequentemente acompanhado pelo fenómeno de reflexão, apresentado em 2.2.2.5.



Figura 2.4 – Difracção na baía de São Martinho do Porto (Lopes, 2005).

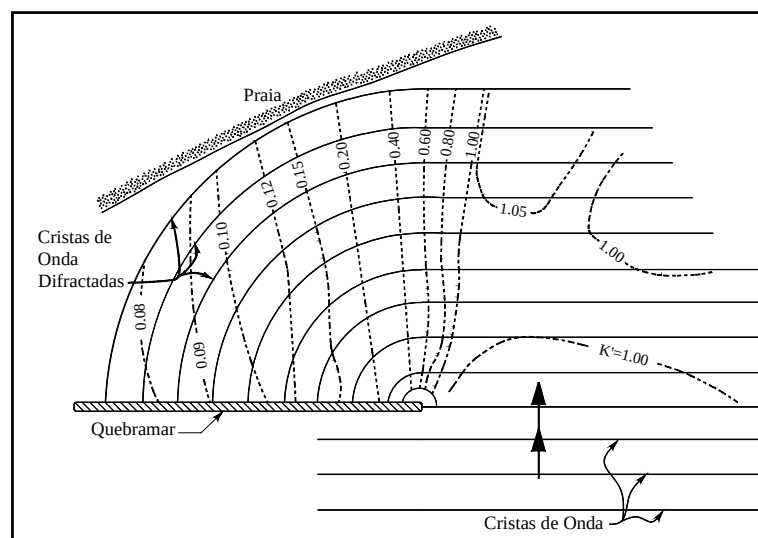


Figura 2.5 – Fenómeno de difracção no encontro com um quebramar (Taveira Pinto, 2007).

2.2.2.5. Reflexão

Tal como noutros meios contínuos, por exemplo na luz, também na água do mar, um meio fluído, a reflexão das ondas de superfície obedecem às leis gerais da reflexão. Na ausência de outros fenómenos de agitação e assumindo-se uma profundidade constante, a direcção das ondas incidentes determina o ângulo de reflexão das ondas reflectidas que, de acordo com as leis citadas, gera um ângulo de reflexão simétrico ao incidente (Figura 2.6(a)). Este fenómeno assume particular relevância dentro de bacias portuárias “fechadas” e em paredes verticais lisas e impermeáveis na formação de ondas estacionárias (*clapotis*), onde o incremento de altura de onda pode atingir o dobro da altura de onda incidente na estrutura (Figura 2.7). Assim, o alcance do dobro da altura de onda inicial ocorre aquando da reflexão total ou perfeita da agitação incidente. A aplicação de materiais rugosos e permeáveis em paredes ou planos oblíquos possibilita a obtenção de uma reflexão parcial, e não total, benéfica ao dimensionamento das estruturas e à aproximação das embarcações em portos limitados (Figura 2.6(b)).

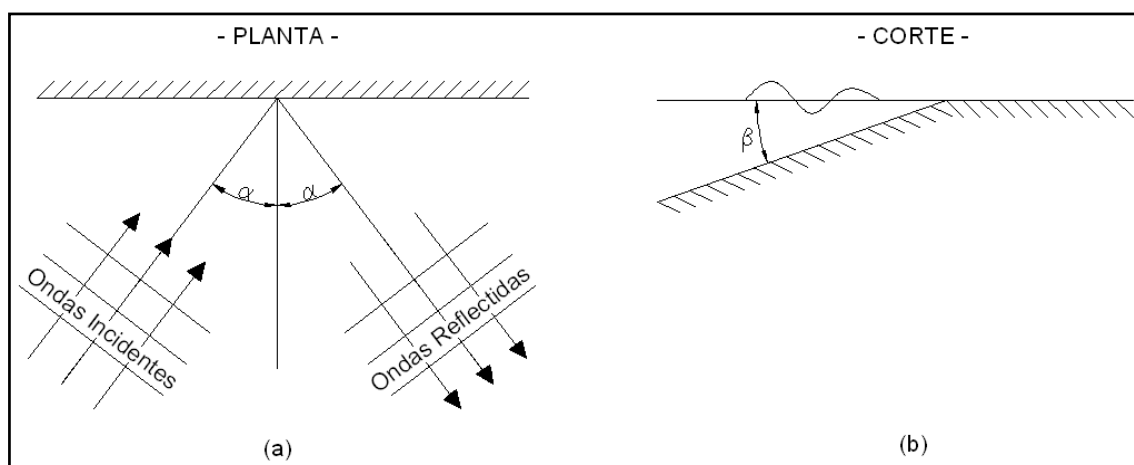


Figura 2.6 – Fenómeno de reflexão das ondas com profundidade constante (a) e num plano inclinado (b) (adaptado de Veloso Gomes, 1995).

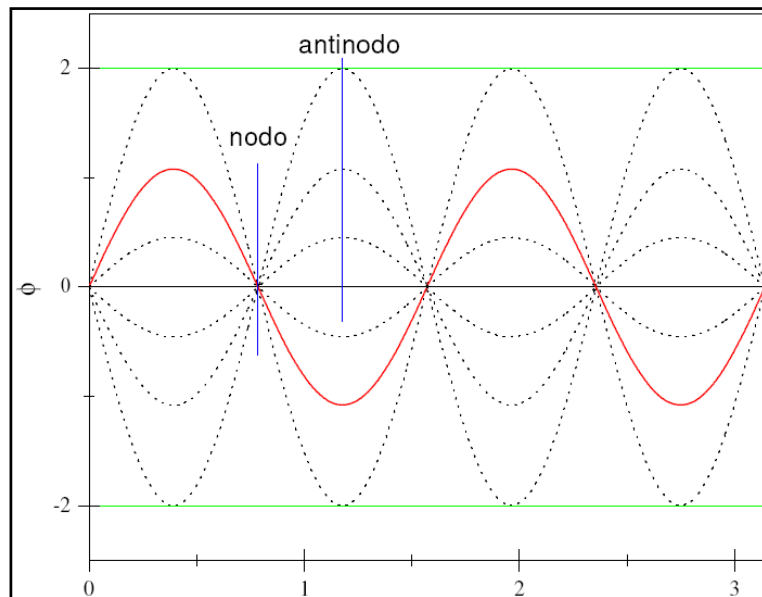
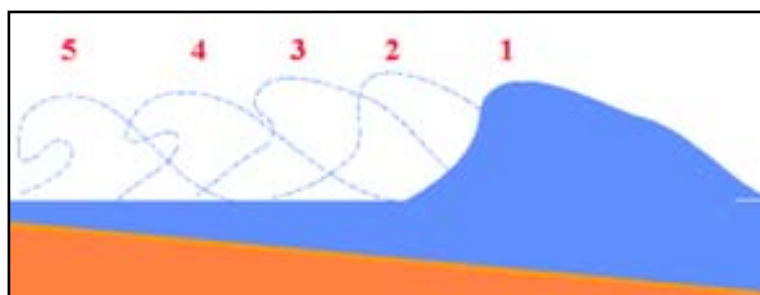


Figura 2.7 – Onda estacionária sinusoidal, *clapotis* (Fiolhais, 2005).

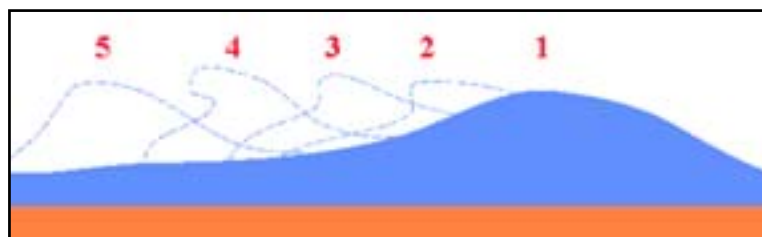
2.2.2.6. Rebentação

A rebentação ocorre pela interacção de dois fenómenos: a zona frontal da crista assume uma posição vertical e posteriormente as velocidades das partículas em posição de crista excedem a celeridade da onda. Simplificadamente, o fenómeno pode ser caracterizado por três tipos de rebentação resultantes da inclinação do plano em que se encontram: a mergulhante em planos medianamente inclinados, e também conhecida pela sua voluta (Figura 2.8), a progressiva em planos muito suaves ou horizontais (Figura 2.9) e a oscilatória em planos muito íngremes, como os taludes de praia acentuados ou estruturas de defesa costeira (Figura 2.10). Dentro das tipologias apresentadas, a mais importante para a protecção costeira é a rebentação mergulhante, dotada de fenómenos de turbulência muito intensos e solicitações dinâmicas muito fortes. Este fenómeno é muitas vezes responsável pelas infra-escavações geradas nas bermas dos taludes dos quebramares, pelo que não deve ser depreciado ou menosprezado. O critério de rebentação, vulgarmente utilizado na avaliação da zona de rebentação, advoga o conceito de uma altura de onda máxima, $H_{m\acute{a}x}$, compatível com a profundidade, d , $H/d=0.78$.



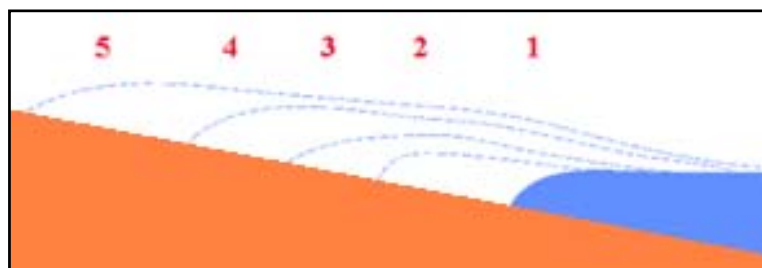
Fonte: www.fas.org

Figura 2.8 – Rebentação mergulhante – *plunging breaker*.



Fonte: www.fas.org

Figura 2.9 – Rebentação progressiva – *spilling breaker*.



Fonte: www.fas.org

Figura 2.10 – Rebentação oscilatória – *surging breaker*.

2.2.2.7. Espraimento e Refluxo

De particular interesse para a atribuição de zonas de concessão de praias, o espraimento define a cota máxima atingida, em relação ao nível de repouso, por uma onda marítima, na interacção com o talude de uma praia ou estrutura costeira. Depois de atingida a cota máxima dá-se o refluxo, isto é, a massa fluida sofre um transporte de retorno, correspondendo ao refluxo “máximo” a cota mais baixa atingida pela interacção referida (Figura 2.11). As diversas fases do complexo fenómeno hidrodinâmico que, iniciando nas vizinhanças da estrutura ou praia, culminam num movimento oscilatório nas imediações destas, são genericamente designadas por espraimento intercalado por fenómenos de refluxo subterrâneo e/ou superficial (Veloso Gomes, 1995).

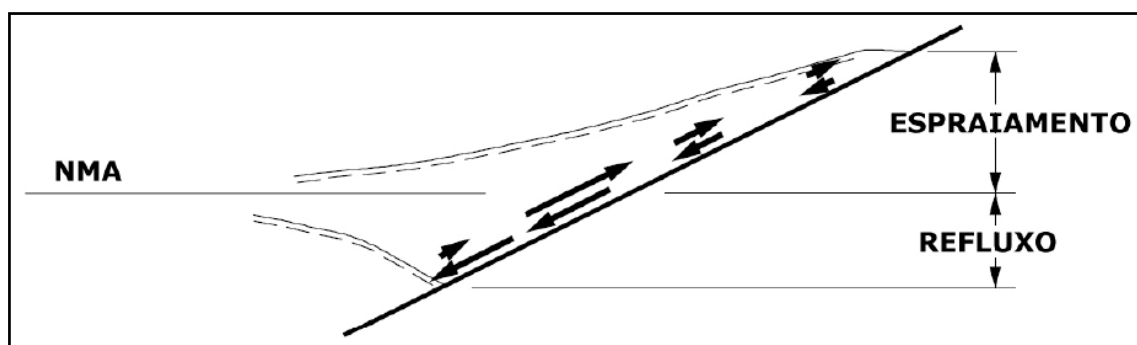


Figura 2.11 – Fenómeno de espraimento e refluxo da agitação (Lopes, 2005).

2.2.3. FONTES SEDIMENTARES

Nos últimos anos, tem-se assistido a uma redução do potencial de transporte sedimentar ao longo de toda a faixa costeira. Esta situação tem-se agravado desde que se começaram a implantar as primeiras obras destinadas à regularização dos caudais fluviais, a dragar os canais e bacias portuárias e a extrair areias para a construção (por vezes ilegalmente).

Quando são construídas estruturas de retenção nos cursos dos rios, o caudal fluvial é reduzido, as suas velocidades são menores, pelo que se verifica em muitos casos, uma diminuição da erosão dos fundos e das margens. Os sedimentos gerados por esta erosão representam um forte contributo no assoreamento de parte das zonas balneares localizadas na foz dos rios, que em muitos casos já se encontram desprotegidas. Por este motivo têm vindo a ser estudadas soluções permissivas à transposição dos sedimentos de montante para jusante das referidas obras, mantendo velocidades de transporte adequadas.

A acessibilidade aos portos em condições de segurança e operacionalidade tem sido possível pela extracção anual de milhares de m³ de areia, de forma a regularizar os fundos das embocaduras portuárias. Esta medida era penalizadora no transporte de sedimentos ao longo da costa, na medida em que, no passado os mesmos sedimentos extraídos quando vendidos para a construção civil, deixavam de circular pela faixa litoral. Actualmente as areias dragadas são, em parte, introduzidas na alimentação artificial das praias próximas dos portos.

2.3. PROTECÇÃO COSTEIRA

A solução dos problemas de erosão costeira generalizada em zonas balneares poderá passar por quatro possibilidades de respostas em termos de gestão: a retirada, a acomodação, a protecção e o avanço. Das propostas enumeradas apenas uma se encontra enquadrada no âmbito deste projecto – a protecção por avanço.

Para que a opção “Protecção por Avanço” seja, na sua totalidade, economicamente viável e ambientalmente admissível deverá salvaguardar a conservação, valorização e reabilitação do meio. A inclusão da correcta gestão do uso do solo e uma manutenção constante da linha de costa actual devem ser asseguradas, para que novos investimentos a realizar não se tornem demasiado elevados. Numa perspectiva social, a defesa da beira litoral, deve ainda abranger a conservação e regeneração de praias e zonas de banho e, se possível a criação de novos espaços de recreio.

Conhecidas várias soluções técnicas como a alimentação artificial de praias, obras transversais enraizadas na costa (esporões e quebramares de taludes), obras longitudinais aderentes e destacadas, ilustradas nas Figuras 2.12 a 2.16, referem-se as de maior relevância para este projecto, os quebramares destacados.



Figura 2.12 – Alimentação artificial da praia de New Jersey, EUA.



Figura 2.13 – Quebramares de Taludes do Porto de Recreio de Oeiras, Portugal.



Fonte: Foto Engenho

Figura 2.14 – Esporões entre Espinho e Paramos, Portugal.



Fonte: www.slp-eng.com

Figura 2.15 – Obra longitudinal aderente.



Figura 2.16 – Quebramar destacado na Aguda, Vila Nova de Gaia, Portugal (Pais Barbosa, 2003).

2.4. QUEBRAMARES DESTACADOS

2.4.1. INTRODUÇÃO

Os quebramares destacados são estruturas geralmente utilizadas como obras de protecção, guiamento de correntes, estruturas secundárias de protecção à estrutura principal e como estruturas de defesa de áreas portuárias, piscatórias ou de recreio. Contudo, este projecto centra-se nos quebramares destacados dirigidos ao melhoramento de uma zona balnear.

Comummente aplicados em condições de agitação média ou calma, podem ser projectados modelos emersos ou submersos, paralelos ou enviesados em relação à linha de costa.

Hidraulicamente, o quebramar actua provocando a rebentação da onda incidente, a qual começa por originar, a sotamar, a formação de uma zona de forte turbulência, a que se segue, posteriormente, a reformulação do movimento ondulatório, com ondas de menor altura e menor período (Taveira Pinto, 2007).

A sua aplicação é realizada um pouco por todo o mundo, incluindo Portugal. Embora alguns resultados divulgados não tenham sido satisfatórios, grande parte das estruturas tiveram um desempenho eficaz para o qual estavam predestinadas. Os locais que seguidamente se apresentam, nas Figuras 2.17 a 2.20, expressam bem as diferentes condições de agitação em que os quebramares destacados podem estar inseridos, desde climas de agitação de elevada energia (Oceano Atlântico) a condições de agitação fraca (Mar Mediterrâneo).



Fonte: Google Earth 2008

Figura 2.17 – Quebramar destacado sujeito a agitação forte, com formação de tómbolo (Castelo do Neiva, Portugal).



Fonte: Google Earth 2008

Figura 2.18 – Quebramar destacado sujeito a agitação média/calma, com formação de saliência (Semaphore, Austrália).



Fonte: Google Earth 2008

Figura 2.19 – Quebramar destacado sujeito a agitação média/calma, com formação de tómbolo (Adelaide, Austrália).



Fonte: Google Earth 2008

Figura 2.20 – Quebramar destacado sujeito a agitação calma, com formação de saliência (Monte Carlo, Mónaco).

2.4.2. PERFIL TRANSVERSAL-TIPO DE UM QUEBRAMAR DESTACADO

A secção transversal tipo de um quebramar destacado é, geralmente, constituída pelos seguintes elementos (Figura 2.21):

Manto Resistente – camada exposta dos taludes anterior e posterior, que resiste directamente à agitação, e que normalmente é composta por duas fiadas de enrocamento;

Filtros ou Camadas Intermédias – faixas dos taludes anterior e/ou posterior que materializam a transição entre o manto resistente e o núcleo, apresentam uma granulometria menor que a do manto resistente e maior que a do núcleo, para que os finos deste se mantenham;

Núcleo – região interior do quebramar, geralmente constituída por enrocamento “todo o tamanho” (TOT);

Risberma – prisma de enrocamento localizado na base do manto resistente, desempenha funções como fundação do talude do manto resistente e podendo ainda reduzir ou evitar os fenómenos de infra-escavação;

Coroamento – zona de cota mais elevada da estrutura, que pode determinar o comportamento da estrutura perante acções físicas de agitação e altera consideravelmente o grau de transmissibilidade da estrutura;

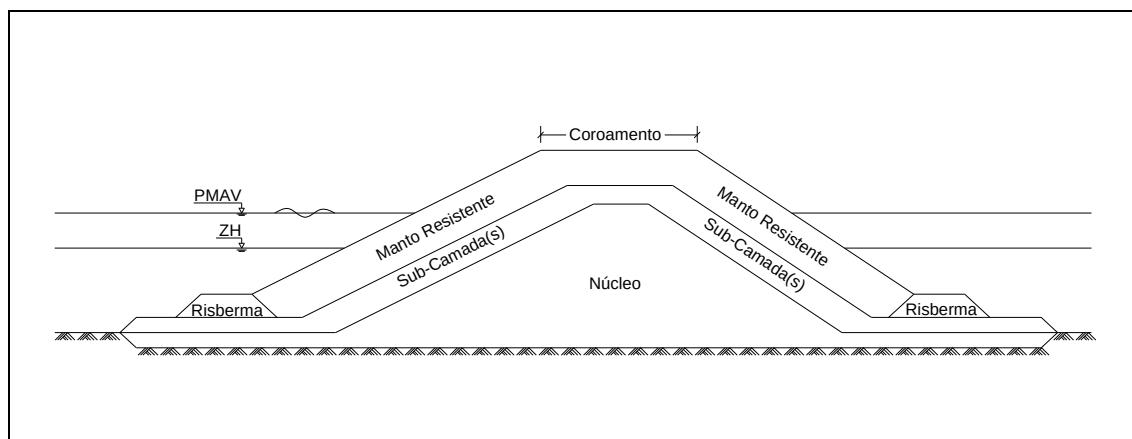


Figura 2.21 – Perfil transversal-tipo de um quebramar destacado.

2.4.3. MATERIAIS DOS QUEBRAMARES DESTACADOS

A escolha dos materiais para a construção de obras de defesa costeira influencia significativamente a longevidade de um projecto. A aplicação de vários materiais em diferentes condições de agitação permitiu que, ao longo dos anos, se adquirisse conhecimentos nesta área. A selecção passa pela definição de diversas condicionantes: materiais disponíveis nas proximidades, desempenho estrutural pretendido, durabilidade da estrutura, custos e viabilidade perante o método construtivo adoptado, recursos necessários à construção e colocação dos blocos e os, não menos importantes, impactes ambientais.

Os quebramares destacados são frequentemente materializados em enrocamento, com aplicação em simultâneo ou não de geotêxteis, não excluindo a possibilidade de serem utilizados blocos de betão, sejam tetrápodes, blocos cúbicos, blocos AntiferTM ou outros.

O enrocamento deve ser de boa qualidade já que a sua aplicação na camada superficial proporciona uma exposição clara às condições severas de agitação. A substituição do betão por um material natural é benéfica na medida em que o enrocamento apresenta maior durabilidade. A utilização deste pode também conduzir à minimização dos impactes negativos ambientais, pois a selecção de enrocamento com características geológicas similares às existentes na área de intervenção pode permitir a colonização de espécies locais pela fixação de habitats marinhos, que se previam extinguir com o efeito da construção da estrutura.

A protecção do pé do talude, junto à fundação, deve ser prevista com uma dada altura e extensão, pelo uso de materiais adequados. Para além do enrocamento, frequentemente aplicado, existem outras opções como os geossintéticos, e em particular os geotêxteis.

Pelos seus benefícios ao nível do comprimento necessário, da elasticidade, da durabilidade e custo, o material apresentado permite conjecturar diferentes soluções construtivas. A sua utilização complementada pela colocação de uma protecção subsequente de enrocamento, reduz consideravelmente o risco de ocorrência de roturas da fundação por infra-escavação. O estudo das potencialidades dos geotêxteis em obras marítimas começam então a ser desenvolvidos e a comprovar uma eficácia significativamente superior quando comparada com a proveniente das habituais risbermas acompanhadas de uma base em TOT pouco extensa.

Para além da utilização dos geotêxteis em fundações de estruturas de taludes, existe ainda a possibilidade de aplicação entre os filtros e o núcleo da mesma, quando é necessário concretizar a separação dos materiais entre os mesmos elementos.

Outra vantagem inerente à aplicação dos geossintéticos reside no facto de não serem susceptíveis à colonização de espécies marinhas, uma vez que o tipo de malha que o compõe não facilita o processo.

2.4.4. PARÂMETROS FUNCIONAIS

A eficácia de uma estrutura de defesa costeira é determinada não só pelas condições de agitação em que se insere, como também é condicionada pelos seus parâmetros funcionais, sejam o coeficiente de transmissibilidade e a submergência da crista do coroamento, determinantes na obtenção de maior ou menor dissipação de energia.

A quantificação destes parâmetros depende de uma correcta avaliação dos parâmetros físicos locais e estruturais. Segue-se uma breve descrição dos principais aspectos que devem ser sempre, conscientemente, definidos a fim de alcançar os requisitos funcionais desejados.

As características físicas locais da zona onde se prevê implantar uma ou mais estruturas destacadas desempenham um papel fundamental na resposta natural da linha de costa, pois a sua avaliação detecta a necessidade tipológica estrutural em questão.

Os principais parâmetros físicos locais são:

- Batimetria;
- Cota de fundação e profundidade de implantação;
- Características dos sedimentos;
- Direcção dominante do transporte sedimentar;
- Alturas e períodos de onda;
- Direcção e intensidade dos ventos dominantes.

No que diz respeito a parâmetros característicos de um quebramar destacado, Figura 2.22, são variáveis igualmente importantes:

- Comprimento longitudinal;
- Distância e alinhamento em relação à “linha de costa”;
- Afastamento entre quebramares;
- Cota e largura do coroamento.

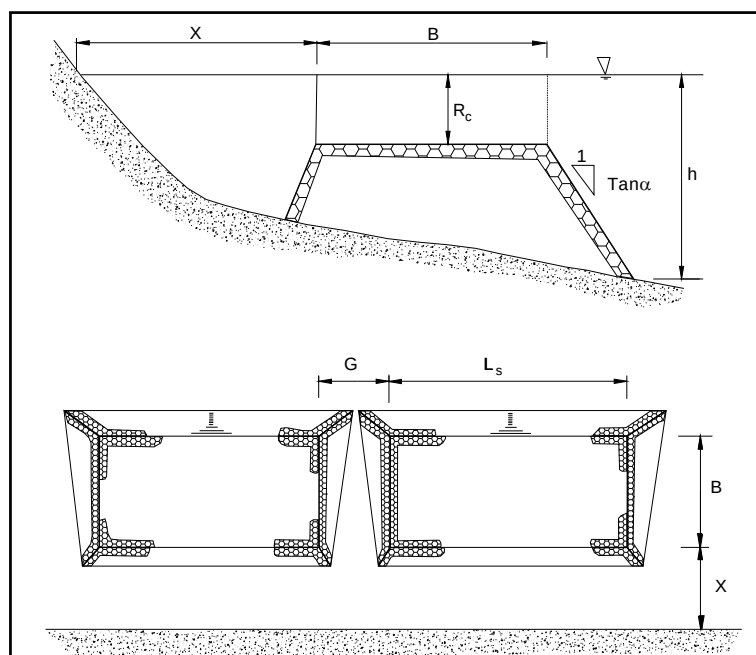


Figura 2.22 – Parâmetros característicos de um quebramar destacado (Pilarczyk, 2003).

A diferença entre a altura do quebramar, h_c , e o nível máximo de preia-mar de águas vivas, N_{PMAV} , definem o parâmetro de submergência do coroamento, R_c , Figura 2.23.

A sua avaliação é determinante no que refere ao modo de transmissão da agitação sobre a estrutura, visto que uma redução dos galgamentos admitidos se traduz, em termos de dimensionamento estrutural, numa elevação da cota de coroamento, ou vice-versa. A cota de coroamento de um quebramar emerso não está implícita ao tratamento da passagem da agitação **através** da estrutura e à **direcção** de propagação dos planos de difracção, pois estas dependem da permeabilidade da estrutura e do ângulo de incidência das ondas, respectivamente.

É ainda de salientar que cota de coroamento de um quebramar destacado deve relacionada com a variação dos níveis de maré, especialmente se estes forem significativos, pois não só condiciona o seu funcionamento, como também afecta o aspecto paisagístico.

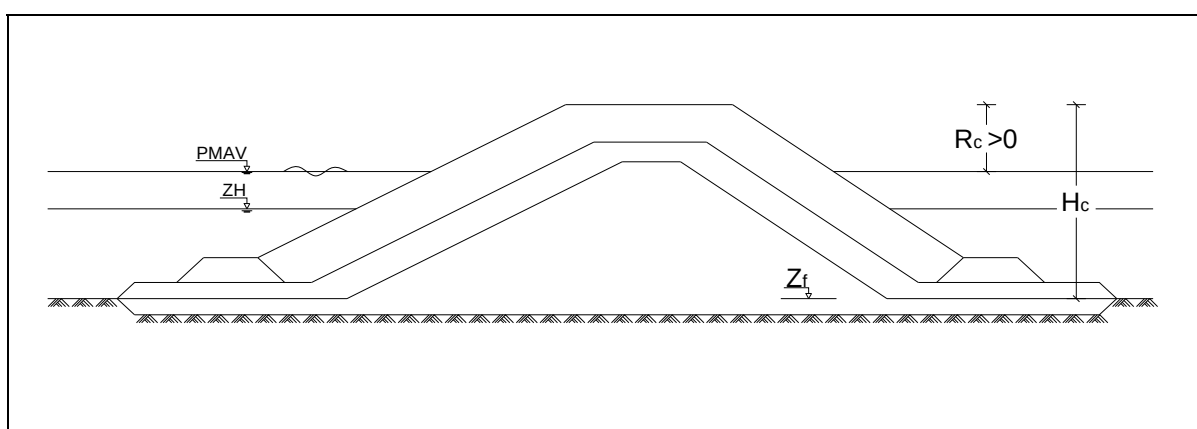


Figura 2.23 – Submergência do coroamento de um quebramar destacado emerso.

No caso do coroamento de um quebramar se encontrar submerso, abaixo do nível máximo da preia-mar, a submergência é considerada negativa, logo $R_c < 0$, Figura 2.24.

Esta característica consigna aos quebramares submersos a capacidade de amortecimento das ondas, em zonas costeiras com variação de níveis de maré reduzida e frequência de ocorrência de marés de tempestade reduzidas.

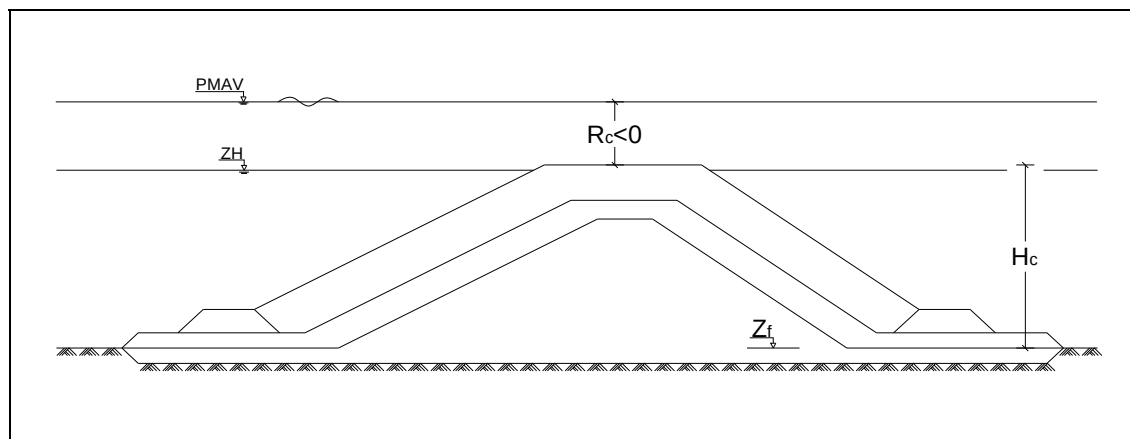


Figura 2.24 – Submergência do coroamento de um quebramar destacado submerso.

2.4.5. FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO

Se correctamente dimensionada, a estrutura poderá oferecer características únicas no que respeita a áreas de práticas balneares, pois a interface criada entre os quebramares e as praias adjacentes resultará, em geral, num aumento do perímetro de praia em contacto com o mar. Por este motivo, um aumento da área balnear disponível pode aumentar, significativamente, o interesse turístico e capital de uma zona costeira.

Os quebramares destacados proporcionam uma redistribuição do padrão de transporte de sedimentos, de modo a criar a configuração de praia desejada (Taveira Pinto *et al.*, 2003). O reajustamento dos fundos ocorre devido à formação de correntes de difracção geradas nas extremidades das estruturas e, também graças à dissipação de energia da agitação incidente, as referidas correntes propagam-se desde o encontro com a estrutura até atingirem a fronteira terrestre, pelo que é conveniente citar que o volume sedimentar acumulado ou retido se verifica sempre a sotamar do quebramar destacado (Figura 2.25).

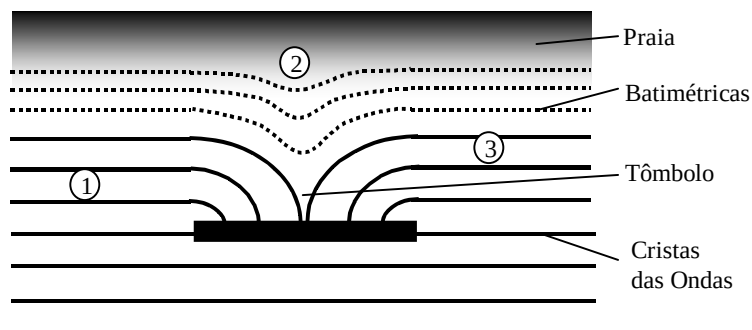


Figura 2.25 – Funcionamento de um quebramar destacado (Taveira Pinto, 2007).

De um modo geral, é possível afirmar que, se a deposição de sedimentos for generosa prolongando-se até à estrutura, ocorre um tómbolo (Figura 2.26); pelo contrário, se a acumulação verificada na linha de costa não atingir o talude posterior ocorre uma saliência.

No caso da resposta morfológica gerar uma saliência, Figura 2.27, esta poderá desenvolver-se com uma geometria única ou dupla, por isso intitulada de dupla saliência. Note-se que a dupla saliência é menos recorrente pois surge a partir de características muito específicas, apresentadas no dimensionamento hidráulico.

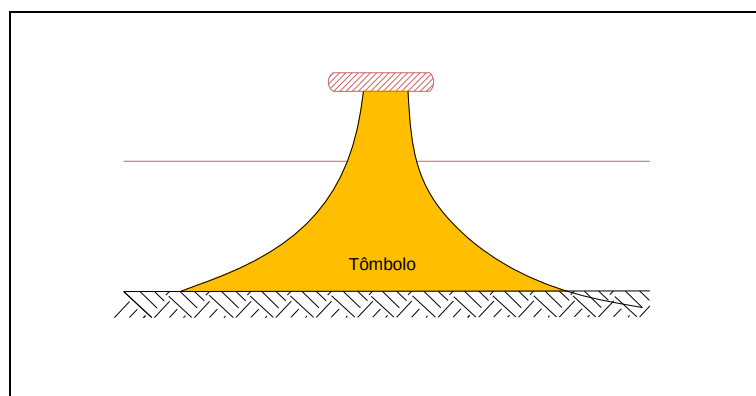


Figura 2.26 – Tômbolo.

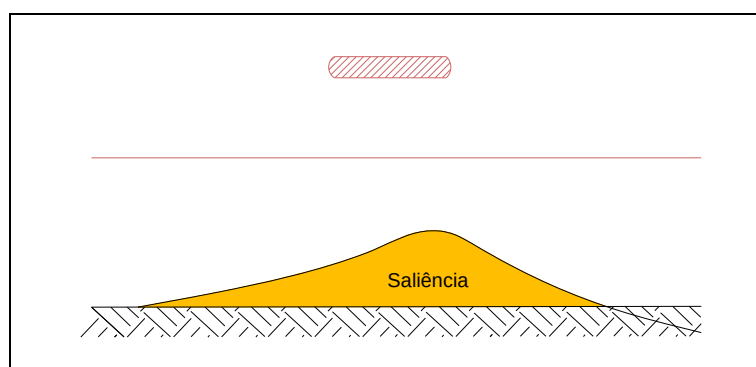


Figura 2.27 – Saliência.

Coates *et al.*, 1995, obteve resultados relativamente à capacidade de retenção de sedimentos, face ao transporte longitudinal existente. Verificou que a eficiência do quebramar aumenta com a declividade da onda H_s/L_m , com o crescimento da cota do coroamento acima do nível médio da água ($R_c=1.5, 0.5, -0.5$ m) e com o comprimento do quebramar (entre 60 e 120 m), e que se mantém constante para distâncias à linha de costa entre 90 a 120 m (Taveira Pinto, 2007). Estas relações permitem concluir que, de facto, a retenção de sedimentos depende indubitavelmente, do comprimento da estrutura e da cota de coroamento que lhe é imposta, e não tanto das características da agitação incidente.

Um projecto não terá a eficiência pretendida se não existir uma correcta articulação entre o dimensionamento hidráulico e o dimensionamento estrutural. Todas as variáveis envolvidas no dimensionamento estrutural como pesos unitário dos blocos do manto resistente, W_{50} , inclinação dos taludes, i , cota e largura de coroamento, Z_c e B , e a cota de fundação, Z_f , são incluídas no

dimensionamento hidráulico, do qual se elegem os parâmetros comprimento da estrutura e a sua distância à costa, número de segmentos estruturais e por fim a abertura entre os mesmos.

A interligação existente entre o dimensionamento hidráulico e o dimensionamento estrutural é evidenciada no Capítulo 3.

Quanto à reflexão da agitação por uma estrutura destacada, é de apenas salientar o facto de que os quebramares submersos têm o efeito de tornar as velocidades mais uniformes, isto é, diminuem a velocidade máxima, bem como o efeito de redução do espraçamento em taludes situados a sotamar desse quebramar. (Taveira Pinto, 2007)

2.4.6. VANTAGENS E INCONVENIENTES

2.4.6.1. Introdução

A aplicabilidade dos quebramares destacados de enrocamento a elevadas profundidades e com qualquer fundação são vantagens à sua utilização. A reparação dos estragos após assentamentos e roturas destes, sem que ocorra uma destruição geral, conduz a um aumento da estabilidade, o que não sucede na generalidade das estruturas de defesa costeira. Esta situação resulta no acréscimo de porosidade e rugosidade dos taludes, conferindo à estrutura uma maior capacidade de dissipação da energia das ondas.

Os volumes de material inerentes a esta tipologia de protecção costeira podem, pelo contrário, conduzir a custos elevados de construção e manutenção. A aplicação das estruturas também pode ser inviabilizada pela dificuldade de execução dos trabalhos de construção civil. No caso da mesma ser planeada em condições de agitação de elevada energia ou em fundos móveis, exigirá fundações muito extensas como forma de evitar as infra-escavações.

2.4.6.2. Impactos Hidrodinâmicos

Na área adjacente a um quebramar destacado as condições hidrodinâmicas sofrem transformações, nomeadamente, alterações das correntes que aí circulavam até à implantação da estrutura.

Com a presença do quebramar a propagação da agitação é quebrada. No entanto, as ondas difractadas encaminham-se para a zona a sotamar da estrutura, pelo que a dissipação da energia incidente nunca será totalmente conseguida. No caso de quebramares de baixa cota de coroamento ou submersos, a presença de galgamentos origina frequentemente a passagem de um volume de água considerável para sotamar. Os galgamentos originam assim correntes compensatórias na área assoreada, remetendo este efeito para uma circulação da água, que contraria o impacte negativo da estagnação das águas para práticas balneares.

Em condições de agitação média/forte, com ondas incidentes perpendiculares à estrutura, as correntes locais geradas contribuem para o bloqueio da corrente longitudinal paralela à costa, justificando-se assim o facto de se gerarem outras correntes em zonas menos próximas do quebramar, originadas pela repartição da referida corrente principal.

A combinação das várias correntes locais pode ainda desenvolver, na pior das situações, remoinhos e correntes muito complexas que actuam junto ao talude posterior, colocando em risco os utilizadores destas zonas. Estes efeitos, nocivos à prática balnear, podem ser previstos e minimizados num dimensionamento mais cuidado, relativamente ao comprimento e distância da estrutura em relação à linha de costa, para posteriormente testar o quebramar em modelo reduzido a fim de obter os planos de

difracção e reflexão. No entanto, conhecendo a grande complexidade que estes fenómenos apresentam nem sempre é possível realizar conjecturas tão próximas da realidade quanto se desejaria.

2.4.6.3. Impactos Bio-Morfológicos

Ainda que o transporte sólido litoral, numa zona de frente marítima seja reduzido perante a implantação de um quebramar destacado, surgirão sempre alterações hidromorfológicas na zona adjacente. Através de uma alimentação artificial da praia a sotamar de um quebramar destacado é possível reabilitar uma zona balnear sujeita à erosão, pois os planos de difracção gerados pela estrutura permitem a sedimentação das areias de forma a não serem transportadas pelas correntes longitudinais.

Um quebramar destacado pode criar condições de assoreamento, mas também pode originar erosões na direcção da corrente longitudinal, a Sul da estrutura na costa portuguesa. Esta erosão é claramente menos acentuada do que a criada pelos esporões, já que não reduz totalmente a capacidade de transporte sedimentar longitudinal. Também a repartição da corrente longitudinal provocada pela implantação do quebramar destacado pode causar o desenvolvimento de erosões localizadas junto às cabeças do mesmo, contribuindo para a infra-escavação dos fundos. Este processo será ainda maior com a aplicação de múltiplos quebramares, visto que as reduzidas aberturas entre eles provoca maior turbulência e maiores velocidades.

As consequências são também de ordem biológica, todavia estas ocorrem a uma escala local, não se estendendo significativamente às zonas vizinhas. Admitindo que nenhuma estrutura costeira é capaz de anular as alterações biológicas que poderão ocorrer, a perda de espécies de zooplâncton e fitoplâncton apenas poderá ser minimizada, e nunca inevitada. Assim, a redução do número de quebramares destacados poderá atenuar o referido efeito pela intervenção numa área mais reduzida.

Contudo, se muitas espécies tenderão a desaparecer, outras surgirão pela criação de novos habitats. Os efeitos indirectos devem também ser tomados em conta, como a presença de pássaros que procuram o seu alimento, agora nas zonas de abrigo das suas presas, junto aos quebramares destacados.

Ao longo dos tempos, uma desvantagem inerente a estas estruturas é assinalada pela presença de organismos, por exemplo algas, que poderão colonizar nas zonas mais abrigadas a sotamar dos quebramares. Estas espécies tornam-se inconvenientes para o turismo balnear, na medida em que os seus detritos tornam, geralmente, as águas turvas e com odores desagradáveis, obrigando a limpezas periódicas dispendiosas. Esta situação, motivada pela estagnação das águas e posterior degradação da qualidade das mesmas, pode ser contrariada pela agitação energética que obriga à circulação permanente de água.

2.4.6.4. Impactos Paisagísticos e Culturais

Aceite pelos projectistas e intervenientes nos estudos de implantação de estruturas de protecção costeira, os impactos visuais e paisagísticos detém uma importância extrema, depreciada em períodos anteriores.

Os quebramares destacados não são considerados como estruturas que afectem significativamente o aspecto estético da praia, no entanto, convirá ao projectista ter em atenção alguns parâmetros referidos de seguida para que o efeito visual seja nulo ou minimizado.

Os quebramares destacados conduzem geralmente a um impacto visual na orla costeira, pela quebra que introduzem na paisagem do prolongamento terra-mar até à linha do horizonte, ou mesmo nas

vistas panorâmicas das praias e restaurantes localizados nas marginais litorais. Este efeito será tão maior quanto menor for o grau de submergência das estruturas, ou seja, quando o desnível entre as cotas do nível máximo de preia-mar de águas vivas e do coroamento for elevado; também a aplicação de quebramares emersos sucessivos poderá provocar um impacto mais acentuado.

A minimização dos impactos paisagísticos, ou da chamada poluição visual, pode ser realizada, se os mesmos forem considerados na escolha da cota de coroamento e da forma dos quebramares destacados. Acompanhados de uma correcta escolha dos materiais dos blocos do manto resistente e do coroamento, poderão conduzir à atenuação dos impactos visuais. Por exemplo, verifica-se que na maioria dos casos, existindo viabilidade, os blocos de enrocamento são preferencialmente aplicados no lugar de blocos de betão.

De importância mais reduzida, as condicionantes à construção destas estruturas podem também passar pelos aspectos culturais históricos do lugar, nomeadamente, no que respeita aos impactos afectos a locais históricos e arqueológicos próximos, que deverão passar por avaliações muito cuidadas. Estas avaliações tendem constituir processos bastante morosos, pois obrigam ao envolvimento de várias entidades, para avaliação da integração do quebramar no local em causa.

2.4.6.5. Impactos Socio-económicos

O impacto pós-construção causado por quebramares destacados, com características que incitem à alteração morfológica acentuada (tômbolo ou saliência muito pronunciada), conduzirá naturalmente a uma melhoria significativa da área balnear afectada a sotamar, pelo aumento do perímetro de praia. Se aliado a este benefício, a zona for dotada de infra-estruturas destinadas à prática balnear, esta será alvo de um acréscimo quanto ao seu interesse capital.

No entanto, os impactos visuais provocados na costa podem manifestar-se em efeitos socioeconómicos. Casos como a descaracterização do espaço envolvente, resultante da implantação do plano de ordenamento da orla costeira, ou pela aplicação de materiais artificiais ou desadequados às estruturas de protecção costeira, ou que de algum modo estas surjam como barreiras visuais, causarão efeitos negativos. Tanto ao nível paisagístico como ao nível social e económico conduzirão inevitavelmente à perda de poder atractivo que a zona em questão presumivelmente deteria até então.

Nas imediações do local de intervenção, podem ainda existir outras condicionantes como: parques internacionais, nacionais ou locais protegidos ou reservas naturais, com vida animal marinha de considerável relevância. Por esta razão é necessário ter atenção aos problemas de ordem ambiental, social e económica que poderão advir da construção das estruturas de defesa costeira.

Assim, atendendo às considerações a tomar no projecto de um quebramar destacado descritas anteriormente, pode-se afirmar que, o objectivo principal da construção destas estruturas é considerar sempre num contexto geral do projecto a sustentabilidade ambiental, económica e social.

Concluindo, é então necessário ter presentes as seguintes questões:

- O que se pretende proteger?
- Como se poderá proteger? Quais as alternativas?
- Valorizar a qualidade ambiental exclui a protecção costeira?
- O projecto é sustentável sob o ponto de vista paisagístico, económico e social?

3

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO E ESTRUTURAL DE QUEBRAMARES DESTACADOS

3.1. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

3.1.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de quebramares em águas profundas e com elevados níveis energéticos de agitação é particularmente difícil. Enquanto que, no caso de quebramares situados em águas pouco profundas as alturas de onda que podem atingir a estrutura estão limitadas por condicionantes físicas relacionadas com essas profundidades, nos quebramares situados em águas profundas, as alturas de onda máximas têm de ser associadas a períodos de retorta, exigindo séries estatísticas locais relativamente longas (Taveira Pinto, 2007). A ausência de registos de agitação, associada à falta do total conhecimento dos fenómenos de agitação envolvidos, constitui portanto o principal entrave ao dimensionamento optimizado dos quebramares destacados em profundidades elevadas.

Constituindo os tómbolos a sotamar dos quebramares destacados um impedimento à direcção da corrente longitudinal dominante do transporte sólido, o dimensionamento hidráulico deve ser efectuado com algum cuidado, já que a acumulação a barlamar desempenha funções semelhantes às de um esporão transversal à linha de costa, que geralmente gera uma redução sedimentar a sotavento, como acontece em diversas zonas balneares da costa ocidental portuguesa, Figura 3.1.



Figura 3.1 – Redução sedimentar a sotamar do esporão provocada pela retenção a barlamar.

Ao longo das últimas décadas os estudos, nesta área, têm-se intensificado e vários métodos e expressões semi-empíricas têm sido desenvolvidos. O efeito mais investigado, associado aos quebramares destacados, é a relação entre a acreção em projecto, em particular, a resposta morfológica (saliência ou tómbolo) e os parâmetros estruturais. Recorrendo a modelos reduzidos e a protótipos, ou mesmo à modelação numérica e empírica, a aquisição de conhecimentos sobre a interacção das praias com os quebramares destacados tem vindo a ser concretizada, designadamente em relação a alterações morfológicas e formas do equilíbrio estático a sotamar dos obstáculos.

3.1.2. TRANSMISSÃO DA AGITAÇÃO

3.1.2.1. Introdução

A redução das acções hidrodinâmicas da agitação e a manutenção do equilíbrio estático constituem os principais objectivos dos quebramares destacados de baixa cota de coroamento. Pelas razões citadas, este tipo de estruturas deve ser projectado atendendo à possibilidade de que parte da agitação seja transmitida para sotamar do quebramar, por galgamento e/ou através da estrutura. A transmissão da agitação é assim um parâmetro fundamental para determinar a resposta de uma determinada linha de costa a um quebramar destacado (Taveira Pinto, 2007).

O coeficiente de transmissão, K_t , tem sido objecto de vários estudos, dos quais se apresentam os mais relevantes para o projecto. A análise deste coeficiente foi realizada por vários autores, Van der Meer e Daemen (1994), Ahrens (2001), Taveira Pinto (2001), Briganti *et al.* (2003), entre outros. Assentando em medições em laboratório e em campo, apresentaram inúmeras relações empíricas que devem ser criteriosamente aplicadas, pois muitas das características são variáveis de estudo para estudo.

3.1.2.2. Coeficiente de Transmissão por van der Meer e Daemen.

A transmissão da agitação em estruturas de taludes permeáveis foi analisada por van der Meer e Daemen, 1994, tendo em consideração o diâmetro nominal dos blocos do manto resistente, D_{n50} , na estimativa de K_t , pela expressão (3.1) reveladora de um desvio padrão desprezável, em relação aos casos estudados, de 0.05. Esta formulação, válida em determinadas condições, tem em conta a altura de onda incidente na estrutura, H_i , o comprimento de onda ao largo, L_{op} ¹, a submergência do coroamento, R_c , e a largura do coroamento, B . Com as variáveis apresentadas estabelece relações para a definição do coeficiente K_t , em função da declividade, s_{op} ², e da influência de outros factores, nomeadamente, R_c/D_{n50} .

$$K_t = a \frac{R_c}{D_{n50}} + b \quad (3.1)$$

sendo que:

$$a = 0.031 \frac{H_i}{D_{n50}} - 0.024 \quad (3.2)$$

e

$$b = -5.42 s_{op} + 0.0323 \frac{H_i}{D_{n50}} - 0.017 \left(\frac{B}{D_{n50}} \right)^{1.84} + 0.51 \quad (3.3)$$

¹ O comprimento de onda ao largo, L_{op} , é calculado através de $L_{op} = gT^2/2\pi$, em que g representa a aceleração da gravidade, e T o período de onda de pico.

² A declividade de onda águas profundas, s_{op} , é dada pela relação $s_{op} = H_i/L_{op}$, em que H_i representa a altura de onda incidente na estrutura e L_{op} o comprimento de onda ao largo.

A aplicação deste método aos quebramares é válida para intervalos de K_t entre 0.075 e 0.75, e para valores de declividade de onda, s_{op} , entre 0.01 e 0.05.

3.1.2.3. Coeficiente de Transmissão por Briganti *et al.*

Analogamente, d'Angremond *et al.*, 1996, apresentam uma fórmula de cálculo do coeficiente de transmissão para taludes permeáveis. No entanto, esta não tem como variável implícita o diâmetro nominal dos blocos do manto resistente, mas sim a relação directa da submergência do coroamento com a altura de onda incidente, R_c/H_i . As fórmulas de d'Angremond, corrigidas por Briganti *et al.*, conduziram às equações (3.4) e (3.5), para valores de $B/H_i < 10$ e $B/H_i > 10$, respectivamente.

$$K_t = -0.4 \frac{R_c}{H_i} + 0.64 \left(\frac{B}{H_i} \right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5\xi_{op}}) , \quad \frac{B}{H_i} < 10 \quad (3.4)$$

$$K_t = -0.35 \frac{R_c}{H_i} + 0.51 \left(\frac{B}{H_i} \right)^{-0.65} (1 - e^{-0.41\xi_{op}}) , \quad \frac{B}{H_i} > 10 \quad (3.5)$$

Os parâmetros intervenientes na avaliação do coeficiente de transmissão são a submergência relativa do coroamento, R_c , a altura de onda incidente, H_i , a largura do coroamento, B , e o parâmetro de Battjes, ξ_{op}^3 .

Estas equações são válidas num intervalo restringido por um limite inferior, K_{tl} , de 0.05 e um limite superior, K_{tu} , dado pela expressão:

$$K_{tu} = -0.006 \frac{B}{H_i} + 0.93 \quad (3.6)$$

3.1.2.4. Coeficiente de Transmissão por Ahrens.

Ahrens, 2001, por sua vez, sugere uma análise da transmissão segundo os modos dominantes da transmissão da agitação incidente em função da altura do coroamento relativa acima do nível médio da água do mar, R_c , relativamente à altura de onda significativa em águas profundas, $H_{s,0}$.

Se a estrutura está submersa, $R_c/H_{s,0} < 0$, o modo dominante é a transmissão da agitação por galgamento sobre o coroamento (Taveira Pinto, 2007). Pelo contrário, se a estrutura for de baixa cota de coroamento, $0 \leq R_c/H_{s,0} < 2$, a transmissão da agitação ocorre através do quebramar e sobre o coroamento. Numa estrutura “não galgável”, $R_c/H_{s,0} \geq 2$, a agitação é, predominantemente, transmitida através da estrutura.

À excepção do modo de transmissão da agitação numa estrutura submersa, a cada um dos modos fundamentais descritos está associada uma expressão, que combinadas, resultam no coeficiente de transmissão global, K_t , equação (3.7). As expressões (3.8) e (3.9) representam coeficientes auxiliares, $f_{através}$ e f_{sobre} , do cálculo dos coeficientes de transmissão parciais, $(K_t)_{através}$ e $(K_t)_{sobre}$, respectivamente, pelo que tratados de acordo com as expressões (3.11) e (3.12), permitem calcular o coeficiente de transmissão global.

³ O parâmetro de Battjes é determinado através de $\xi_{op} = \tan\theta/\sqrt{s_{op}}$, em que θ é o ângulo do talude e s_{op}^2 representa a declividade de onda em grandes profundidades.

Admitindo, então, que o coroamento de uma estrutura submersa não se prolonga até à superfície, não faria sentido avaliar a transmissão da agitação como se de um quebramar emerso se tratasse; razão pela qual o autor apresenta uma equação obtida por regressão para o coeficiente f_{sobre}^* de um quebramar submerso, expressão (3.10).

$$K_t = \sqrt{(K_t)_{sobre} + (K_t)_{através}} \quad (3.7)$$

$$f_{através} = \frac{H_s}{D_{n50}}^{0.982} e^{0.433 + 2.35 \frac{A_t}{L_0 h_c}} \quad (3.8)$$

$$f_{sobre} = e^{0.465 + 12.7 \frac{R_c}{\sqrt{H_s L_0}} - \frac{17.4}{D_{n50} h_c} \frac{A_t}{L_0} + \frac{0.00118}{L_0} H_s} \quad (3.9)$$

$$f_{sobre}^* = e^{-0.646 + 0.631 \frac{R_c}{H_s} + 0.00137 \frac{A_t}{D_{n50}^2}} \quad (3.10)$$

$$(K_t)_{através} = \frac{1}{(1 + f_{através})} \quad (3.11)$$

$$(K_t)_{sobre} = \frac{1}{(1 + f_{sobre})} \quad (3.12)$$

Os parâmetros intervenientes na avaliação do coeficiente de transmissão são a submergência relativa do coroamento, R_c , a altura de onda significativa, H_s , o comprimento de onda em grandes profundidades, L_{op} , o diâmetro nominal do enrocamento, D_{n50} , a altura total do quebramar destacado, h_c , e a área total da secção transversal do mesmo, A_t .

3.1.2.5. Coeficiente de Transmissão por Taveira Pinto.

Os resultados de ensaios em modelo reduzido, realizados na FEUP, Taveira Pinto, 2001, são também uma referência neste projecto, visto que permitem avaliar o coeficiente de transmissão de quebramares submersos ($R_c \leq 0$) em função dos seguintes parâmetros: altura de onda significativa (H_s), altura de onda relativa (H_s/gT_p^2), número de Iribarren (ξ), altura livre relativa acima da crista (R_c/H_s) e coeficiente adimensional de transmissibilidade (R^*), equação (3.13). Foram assim desenvolvidas várias formulações, parametrizadas pelas variáveis H_s e R^* , para os diferentes modelos ensaiados.

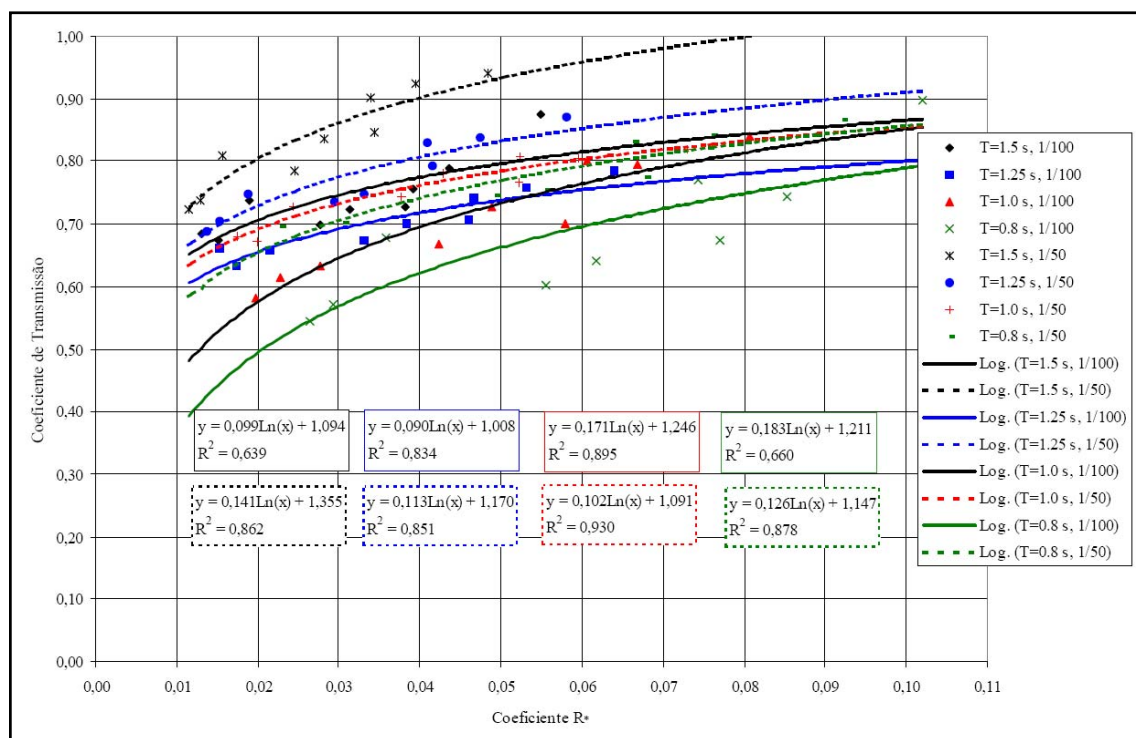
$$R^* = \frac{|R_c|}{T_p \sqrt{g H_s}} \quad (3.13)$$

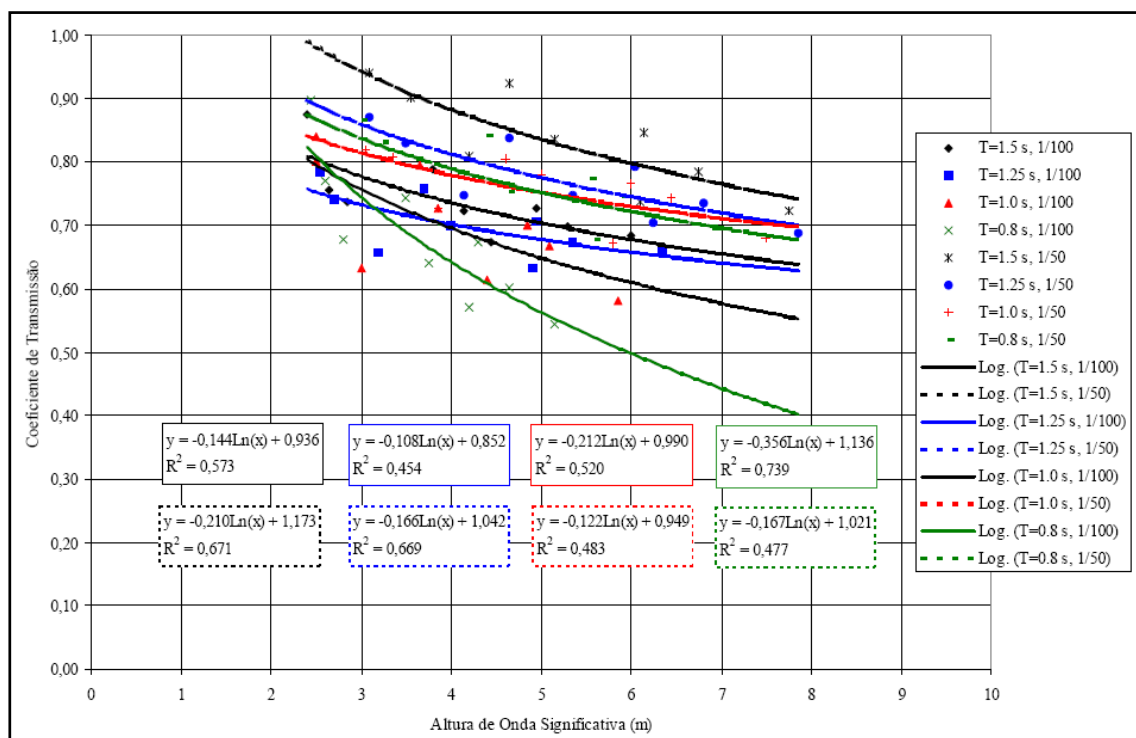
De entre os vários modelos impermeáveis testados, o modelo de ensaio adoptado no cálculo do coeficiente de transmissão do presente projecto recaiu sobre o nº 9, identificado na Tabela 3.1 com a cor laranja.

Tabela 3.1 - Dimensões e características dos modelos impermeáveis testados.

Modelo	Altura, H (m)	Largura da Crista, B (m)	n	$\tan \alpha$	Natureza dos Taludes	Base, P (m)
3	0,20	0,05	1.5	0.67	Lisos	0,65
4	0,20	0,10	1.5	0.67	Lisos	0,70
5	0,20	0,05	2	0.50	Lisos	0,85
6	0,20	0,10	2	0.50	Lisos	0,90
7	0,20	0,05	1	1.00	Lisos	0,45
8	0,20	0,10	1	1.00	Lisos	0,50
9	0,20	0,20	2	0.50	Rugosos	1,00
10	0,20	0,10	5	0.20	Lisos	2,10

A selecção do modelo mencionado deveu-se à semelhança existente entre as características do modelo reduzido e da estrutura de projecto, no que diz respeito à rugosidade e inclinação dos taludes, assim como à largura do coroamento. Por estas razões os coeficientes de transmissibilidade deverão ser calculados pela aplicação da informação constante nas Figuras 3.2 e 3.3, adaptada às características do local de intervenção.


 Figura 3.2 – Resultados dos testes obtidos pelo modelo nº9, em função de R^* (Taveira Pinto, 2001).


 Figura 3.3 – Resultados dos testes obtidos pelo modelo nº9, em função de H_s (Taveira Pinto, 2001).

3.1.3. ALTERAÇÕES MORFOLÓGICAS

3.1.3.1. Modelos Empíricos

Após uma recolha exaustiva dos vários modelos empíricos existentes, destinados à avaliação das alterações morfológicas, verificou-se que para além dos diversos parâmetros que cada um inclui no seu cálculo, há também incoerências nos limites de previsão da resposta da linha de costa para as mesmas relações determinísticas. A abordagem das razões de tais disparidades, como os locais distintos onde os estudos foram efectuados, as condições de agitação dissemelhantes a que estavam sujeitos, a geometria das estruturas destacadas, entre outros, permitiram adequar alguns modelos de previsão ao quebramar de projecto.

As expressões empíricas que se apresentam de seguida são de alguma forma limitadas devido à sua simplicidade, no entanto, podem ser utilizadas como métodos razoáveis para uma análise prévia, precedendo estudos mais detalhados e/ou ensaios em modelo reduzido.

Aceites pela comunidade científica, vários autores como Pilarczyc (2003) e Hanson e Krause (1989, 1990) defendem a necessidade de considerar o coeficiente de transmissão na avaliação da resposta da linha de costa. Contudo outros autores, igualmente reconhecidos, Harris e Herbich (1986), Dally e Pope (1986), Ming e Chiew (2000), Shu e Dalrymple (1987), Gourlay (1981), Black e Andrews (2001) e Mead (1999), para ilhas ou recifes, não introduzem esta variável aquando do dimensionamento hidráulico, empregando apenas as relações: comprimento do quebramar *versus* distância da estrutura à linha de costa, L_s/X , ou comprimento do quebramar *versus* comprimento de onda na estrutura, L_s/L .

A submergência da estrutura destacada assume-se como uma condicionante à validade dos modelos empíricos, pois de acordo com as condições de análise dos mesmos, no que respeita à cota de coroamento, as abordagens variam de autor para autor.

Em seguida será feita uma caracterização dos modelos já apresentados, relativamente à sua base de análise e recolha de dados, à sua aplicabilidade e condições de formação de tômbolos, saliências e/ou não formação. Note-se que nenhuma referência será feita quanto à aplicação de múltiplos quebramares nos modelos que a consideram, por não se enquadrar no âmbito do presente projecto.

Modelo Empírico 1: Harris e Herbich (1986), Dally e Pope (1986)

Base de Análise: Testes em laboratório

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Emersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)
Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Limite para Tômbolo: $1.0 \leq \frac{L_s}{X} < 1.5$

Limite para Saliência: $0.5 \leq \frac{L_s}{X} < 1.0$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: $1.5 \leq \frac{L_s}{X} < 0.5$

Modelo Empírico 2: Hanson e Krause (1989, 1990)

Base de Análise: Modelação Numérica e dados de protótipo

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Emersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)
Distância da linha de costa ao quebramar (X)
Comprimento de onda no quebramar (L)
Altura de onda em águas profundas (H_0)
Coeficiente de transmissão (K_t)
Profundidade da água em preia-mar (d)

Limite para Tômbolo: $\frac{L_s d}{L(1-K_t)H_0} \leq 11$

Limite para Saliência: $11 < \frac{L_s d}{L(1-K_t)H_0} \leq 48$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: $\frac{L_s d}{L(1-K_t)H_0} > 48$

Modelo Empírico 3: **Ming e Chiew (2000)**

Base de Análise: Desconhecida

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Emersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)
Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Limite para Tómbolo: $\frac{L_s}{X} \leq 0.8$

Limite para Saliência: $\frac{L_s}{X} > 0.8$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: Não existe

Modelo Empírico 4: **Shu e Dalrymple (1987)**

Base de Análise: Testes em laboratório e dados de protótipo

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Emersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)
Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Limite para Tómbolo: $\frac{L_s}{X} \geq 1$

Limite para Saliência: $\frac{L_s}{X} < 1$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: Não existe

Modelo Empírico 5: **Gourlay (1981)**

Base de Análise: Modelo físico e dados de protótipo

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Emersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)
Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Limite para Tómbolo: $\frac{L_s}{X} > 0.67$

Limite para Saliência: $0.4 < \frac{L_s}{X} < 0.5$

Limite para Dupla Saliência: $\frac{L_s}{X} > 2.0$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: Não existe

Modelo Empírico 6(a): **Pilarczyc (2003)**

Base de Análise: Desconhecida

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Emersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)

Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Coefficiente de transmissão (K_t)

Limite para Tômbolo: $1 < \frac{L_s}{X(1-K_t)} \leq 1.5$

Limite para Saliência: $\frac{L_s}{X(1-K_t)} \leq 1$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: $\frac{L_s}{X(1-K_t)} > 1.5$

Modelo Empírico 6(b): **Pilarczyc (2003)**

Base de Análise: Desconhecida

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Submersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)

Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Coefficiente de transmissão (K_t)

Limite para Tômbolo: Não existe

Limite para Saliência: $\frac{L_s}{X(1-K_t)} \leq 1$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: $\frac{L_s}{X(1-K_t)} > 1$

Modelo Empírico 7: **Black e Andrews (2001)**

Base de Análise: Dados de protótipo

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Submersos

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)

Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Limite para Tômbolo: Não existe

Limite para Saliência: $\frac{L_s}{X} \leq 2$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: $\frac{L_s}{X} > 2$

Modelo Empírico 8(a): **Black e Mead (1999) e Andrews (1997)**

Base da Análise: Dados de protótipo (Fotografia)

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Submersos em Recife

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)

Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Limite para Tômbolo: $\frac{L_s}{X} > 0.60$

Limite para Saliência: $\frac{L_s}{X} < 2$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: $\frac{L_s}{X} < 0.1$

Modelo Empírico 8(a): **Black e Mead (1999) e Andrews (1997)**

Base da Análise: Dados de protótipo (Fotografia)

Aplicabilidade: Quebramares Destacados Submersos em Ilha

Parâmetros Intervenientes: Comprimento do quebramar (L_s)

Distância da linha de costa ao quebramar (X)

Limite para Tômbolo: $\frac{L_s}{X} > 0.65$

Limite para Saliência: $\frac{L_s}{X} < 1.0$

Limite para ausência de resposta da linha de costa: $\frac{L_s}{X} < 0.1$

3.1.3.2. Método do *Japanese Ministry of Construction*, JMC.

O dimensionamento hidráulico pode ser também realizado através da imposição do comprimento da saliência ou tómbolo desde a linha de costa ao limite da saliência ou à estrutura, respectivamente. Este método, desenvolvido pelo Ministério Japonês da Construção (JMC), em 1986, com base em dados de protótipo de quebramares japoneses, permite estimar numa primeira fase a profundidade de implantação da estrutura para a definição da distância da mesma à linha de costa e, numa fase seguinte, determinar o comprimento da estrutura para o qual a largura de saliência imposta é verificada. Estes resultados podem, posteriormente, ser aplicados em modelos empíricos para análise da resposta da linha de costa ou, visto de uma forma singular permitem realizar o dimensionamento hidráulico sem analisar os resultados morfológicos em modelo numérico. Em relação aos modelos anteriormente expostos o procedimento de cálculo é iterativo, realizado passo-a-passo, com recomendações específicas ao projectista até ao dimensionamento final. Aproximadamente 60 % das estruturas dimensionadas com base neste modelo obtiveram a formação de um tómbolo.

As variáveis intervenientes no método JMC são a largura de saliência pretendida, X_s , o comprimento da linha de costa a proteger, L_p ; a inclinação do talude submerso da praia onde a estrutura será implantada, I ; a altura de onda $H_{0.5}$ correspondente à média das 5 mais altas alturas de onda que ocorrem no local, em águas profundas num ano, e o período de onda que lhe está associado, $T_{0.5}$; e a tipologia de praia (a seguir apresentada), no que respeita a inclinações e desenvolvimento de praia e à granulometria dos sedimentos locais.

A praia em análise poderá apresentar características semelhantes, às existentes nas tipologias A, B, C, D ou E. A Figura 3.4 ilustra as principais morfologias relevantes para o projecto em questão, tipo B e C. No entanto a caracterização geral é realizada da seguinte forma: a praia do tipo A apresenta uma profundidade de água superficial em relação aos fundos horizontais, alturas de onda pequenas ($H_{0.5} < 0.5$ m) e movimentos lentos das areias finas; a praia do tipo B possui uma barra extensa bem desenvolvida, linha de costa perpendicular à direcção média da agitação, inclinação suave e com sedimentos arenosos; a praia do tipo C não possui uma barra extensa, a inclinação do fundo é relativamente acentuada, com areias e seixos; a praia do tipo D apresenta uma inclinação escarpada ao longo do talude submerso; e por fim a praia do tipo E é similar à do tipo C mas em alguns casos com uma barra desenvolvida em águas profundas e com seixos. Todos os tipos de praia apresentados estabelecem limites inferiores e superiores para o comprimento do quebramar destacado, L_s , em relação à distância à linha de costa, X , e ao comprimento de onda local junto à estrutura, L_5 , associado ao período $T_{0.5}$.

Tipo de praia	Perfil	Características
B		* Barra bem desenvolvida * A inclinação de praia é suave à profundidade limite de início do movimento sedimentar * Linha da costa é perpendicular à direcção média da agitação $H_s > 0.5$ m $I = \frac{1}{30}$ Areia
C		* A inclinação do fundo é relativamente acentuada e não existe barra $H_s > 0.5$ m $I = \frac{1}{15}$ Areia e seixos

Figura 3.4 – Definição do tipo de praia segundo o método de dimensionamento JMC (CERC, 1995).

O processo iterativo de cálculo consiste em, inicialmente, identificar o tipo de praia em análise; e de seguida determinar a profundidade de rebentação local, d_{b5} , usando a declividade em águas profundas, $H_{0.5}/L_{0.5}$, e a Figura 3.5.

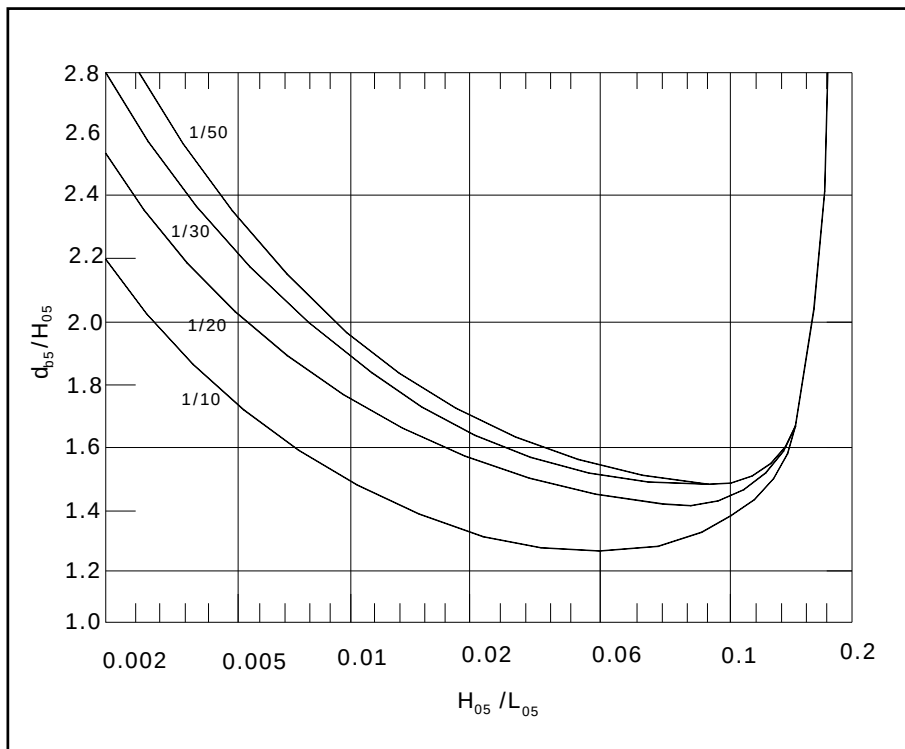


Figura 3.5 – Declividade da onda em águas profundas, versus declividade junto à linha de costa (Goda, 1970).

Calculado o parâmetro d_{b5} , arbitra-se uma profundidade d' compreendida no intervalo $[X_s I, d_{b5}]$, que habitualmente corresponde à média dos valores limites deste. Posteriormente, quantifica-se o quociente de área da saliência, SAR, dado pela equação (3.14) ou por uma equação resultante da aplicação do método dos mínimos quadrados aos pontos dos gráficos SAR versus d'/d_{b5} .

$$SAR = \frac{0.5 L_0 X_s}{X L_s} \quad (3.14)$$

Não constituindo o objectivo deste trabalho aplicar o método apresentado a todos os tipos de praia, enunciam-se unicamente as características das praias do tipo B e C susceptíveis à aplicação no projecto, Figuras 3.6 e 3.7, respectivamente.

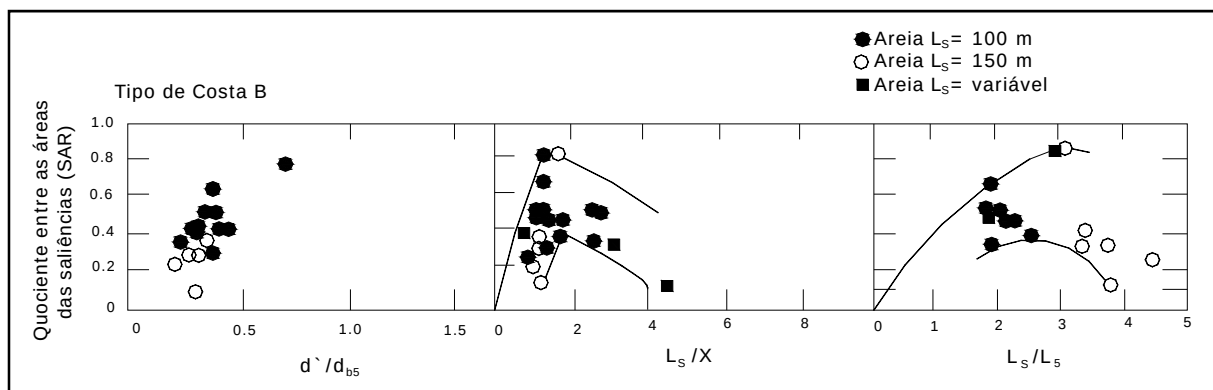


Figura 3.6 – Rácio da área da saliência versus parâmetros locais para praias do tipo B (Taveira Pinto, 2007).

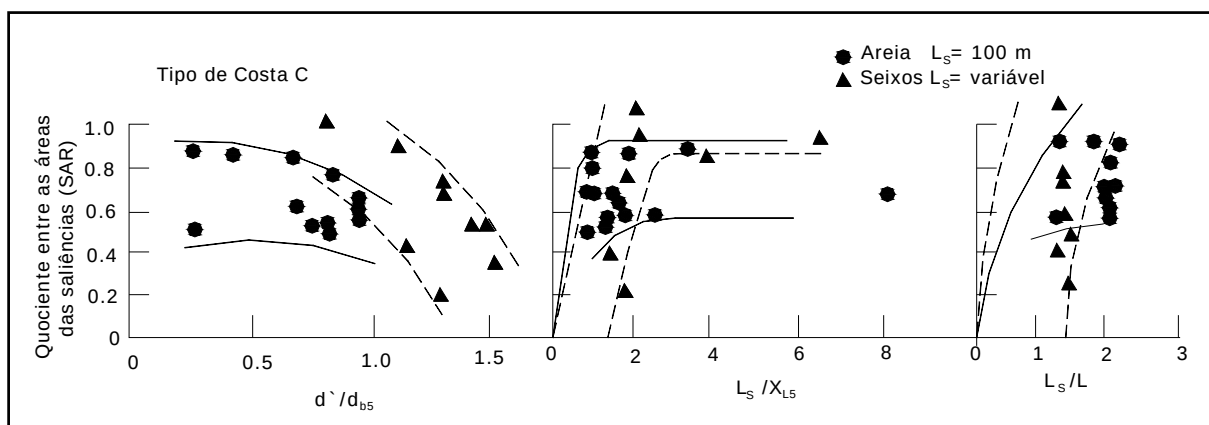


Figura 3.7 – Rácio da área da saliência versus parâmetros locais para praias do tipo C (Taveira Pinto, 2007).

O valor resultante X' , que representa uma 1ª aproximação da distância da estrutura à linha de costa, dado por d'/l , multiplicado pelo quociente de área da saliência (SAR), indicará a largura da formação sedimentar para a profundidade arbitrada, X_s' . Se esta variável se igualar ao avanço inicial pretendido da linha de costa, X_s , então prossegue-se com o cálculo do comprimento do quebramar destacado. De contrário, o processo será afinado pela consideração de novas profundidades d' , até se atingir a similitude aproximada, $X_s = X_s'$.

De acordo com as Figuras 3.6 e 3.7 já apresentadas são identificados os quocientes limitativos do comprimento longitudinal da estrutura, L_s , relativamente ao comprimento de onda local junto à estrutura, L_5 , dado pela expressão (3.15), e à distância da estrutura à linha de costa, X .

$$L_5 = \frac{T_5}{\sqrt{g d'}} \quad (3.15)$$

Determinados os limites superiores e inferiores dos intervalos L_s/L_5 e L_s/X , obtém-se um único intervalo para avaliação do comprimento da estrutura, parametrizado pelo maior valor inferior e pelo menor valor superior, ou seja, pela intersecção dos dois intervalos.

O comprimento da estrutura é, geralmente, igualado à média dos valores mínimo e máximo obtidos, subsistindo, no entanto, a possibilidade de recorrer a valores diferentes deste.

No caso de serem aplicados múltiplos quebramares, o cálculo prosseguiria com a determinação da largura das aberturas, L_g , com uma metodologia semelhante à apresentada para o cálculo do comprimento longitudinal da estrutura. Não sendo objecto deste estudo a aplicação de múltiplos quebramares supprime-se o seu conteúdo elucidativo.

Descrita a metodologia do modelo de dimensionamento *JMC*, devem ser expostas algumas críticas conhecidas referentes ao mesmo, nomeadamente, o facto de não ser considerado o efeito do aumento ou diminuição da transmissibilidade da estrutura, isto é, a inclusão do coeficiente de transmissão não estar presente nos procedimentos de cálculo e também a ausência do efeito da variabilidade do nível da água, que não é explicitamente tomado em conta neste procedimento.

É ainda de salientar que a aplicação deste modelo de cálculo a situações de formação de um tómbolo não é de todo inconclusiva, uma vez que só se poderia afirmar a sua eficácia neste tipo de formação se o valor da distância da estrutura à linha de costa fosse claramente igualado ao valor verificado da largura da “saliência”.

Contudo, dada a escassez de métodos expeditos nesta área, os resultados X e L_s obtidos por este método, devem ser introduzidos nos modelos empíricos apresentados em §3.1.3.1 para verificação e avaliação da resposta morfológica do local.

3.1.4. FORMA DO EQUILÍBRIO ESTÁTICO A SOTAMAR DA ESTRUTURA

A previsão da resposta da linha de costa segundo uma abordagem estática permite também definir a forma do equilíbrio estático a sotamar do quebramar destacado. Tal definição permite avaliar o comprimento de praia adjacente afectada pelas alterações morfológicas causadas pela estrutura destacada. Conhecido e validado o referido comprimento é possível prever os planos de difracção futuros e consequentemente avaliar a acumulação sedimentar a sotamar da estrutura, bem como identificar as presumíveis áreas emersas de praia afectadas.

Na Figura 3.8 está patente um esquema relativo às diferentes regiões geradas por efeitos de refacção e difracção pela interacção de uma onda com um quebramar destacado.

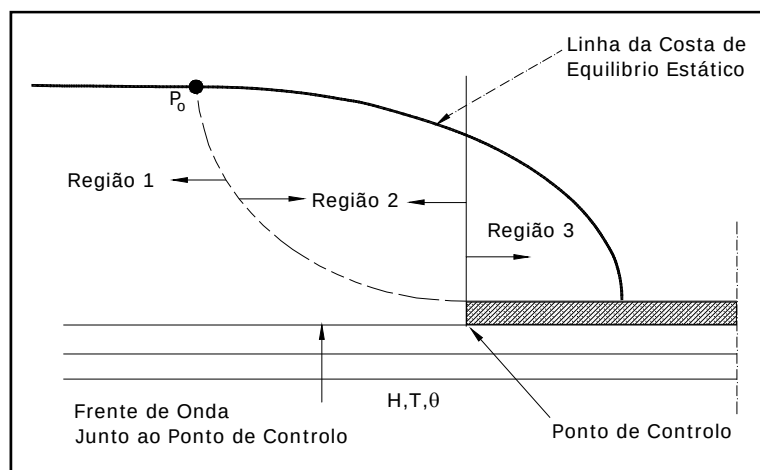
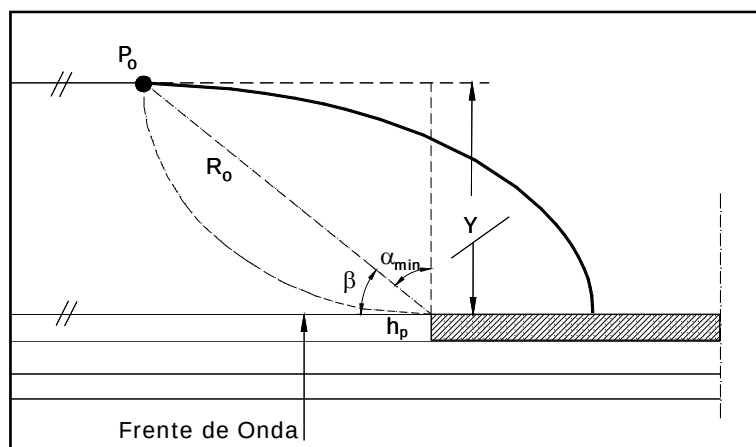


Figura 3.8 – Esquema das diferentes regiões geradas por um quebramar destacado (Taveira Pinto, 2007).

Na região 1 o quebramar não produz qualquer efeito na agitação, os gradientes de variação da altura de onda são praticamente nulos, permanecendo por isso as frentes de onda praticamente invariáveis. Já na região 2 existem gradientes de variação da altura de onda, onde estas sofrem apenas o efeito da refacção; na região 3 como é facilmente compreendido existem também gradientes de variação da altura de onda e a rotação das frentes de onda devidas ao efeito conjunto da difracção com a refacção. O ponto P_0 corresponde ao limite a sotamar até onde a praia é afectada pela presença da estrutura e a partir do qual não existem gradientes longitudinais de variação da altura de onda e, em concordância com o modelo conceptual de equilíbrio, o alinhamento da linha de costa de equilíbrio estático é igual à frente de onda (Taveira Pinto, 2007).

As regiões expostas e o limite de alteração morfológica a sotamar da estrutura podem ser geometricamente definidos recorrendo às formulações desenvolvidas por González e Medina, 2001, apoiadas em Hsu e Evans, 1989.

A linha de costa de equilíbrio estático é essencialmente definida pelos parâmetros α_{min} , β , e pela distância da estrutura à linha de costa, Y , que poderá advir do método JMC convenientemente analisado pelos modelos empíricos. (Figura 3.9)


 Figura 3.9 – Esquema elucidativo da relação entre as variáveis α_{min} , β , R_0 e Y (Taveira Pinto, 2007).

A expressão analítica (3.16) desenvolvida por Hsu e Evans, 1989, para a caracterização do parâmetro α_{min} baseou-se em dados de praias reais espanholas localizadas no Oceano Atlântico e no Mar Mediterrâneo, já que a obtenção de tal expressão em praias naturais com efeitos de difracção e refracção muito pronunciados se torna demasiado complexa.

$$\alpha_{min} = \arctan \left[\frac{\left(\frac{\beta_r^4}{16} + \frac{\beta_r^4}{2} \frac{Y}{L_s} \right)^{1/2}}{\frac{Y}{L_s}} \right] \quad (3.16)$$

A orientação da linha de costa face à propagação das ondas resultantes da interacção com a estrutura foi tomada como paralela.

A escolha de um “comprimento de onda equivalente”, L_s , foi realizada tendo em conta que a variação dos períodos de onda revela elevada influência na caracterização de α_{min} . Este parâmetro L_s é então definido com base na altura de onda excedida 12 horas por dia, H_{012} , associada a um período T_{012} e na profundidade de água em preia-mar junto à estrutura destacada, d .

Assim, definidos todos os parâmetros variáveis na determinação de α_{min} apenas resta acrescentar que, pela curva aproximada aos dados reais do equilíbrio de praias espanholas (não apresentada neste relatório), a constante β_r é igual a 2.13.

González e Medina, 2001, apresentam três respostas morfológicas distintas, concretamente, o tómbolo, a saliência e a dupla saliência. Nas Figuras 3.10 e 3.11 apresentam-se os esquemas correspondentes às duas primeiras respostas da linha de costa, respectivamente, salientando o facto de que a saliência apresentada assenta em fundamentos teóricos e não na sua forma real, como adiante se verá.

Se a distância do quebramar à linha de costa é suficientemente pequena, e o quebramar é extenso, em relação ao comprimento de onda da agitação incidente, os sedimentos acumular-se-ão atrás do quebramar, pelo crescente avanço da linha de costa para barlar, e assim se formar um tómbolo (Taveira Pinto, 2007). Pelo contrário se este crescimento não se desenvolver até atingir a estrutura, formar-se-á uma saliência causada pelo afastamento considerável do quebramar à linha de costa e pelo pequeno comprimento da estrutura em relação à agitação incidente.

Um equilíbrio muito ponderado entre estas duas situações poderá assim gerar a formação de uma dupla saliência, muito rara na maioria dos casos de engenharia observados.

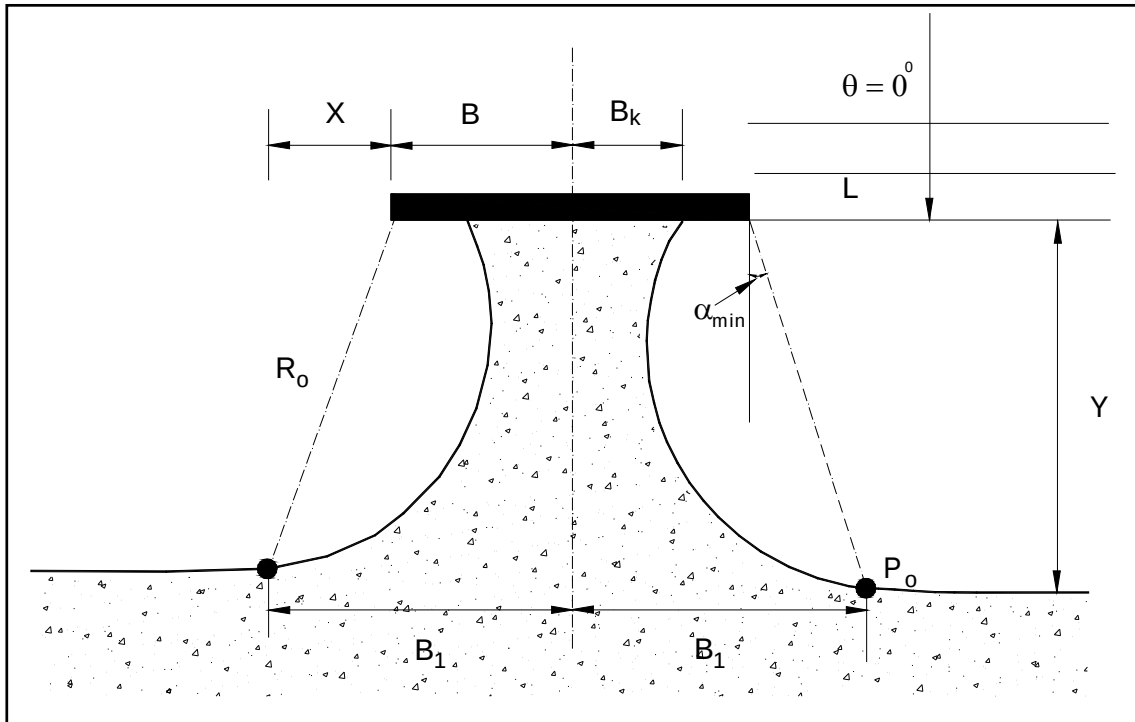


Figura 3.10 – Esquema de definição de um tombolo (Taveira Pinto, 2007).

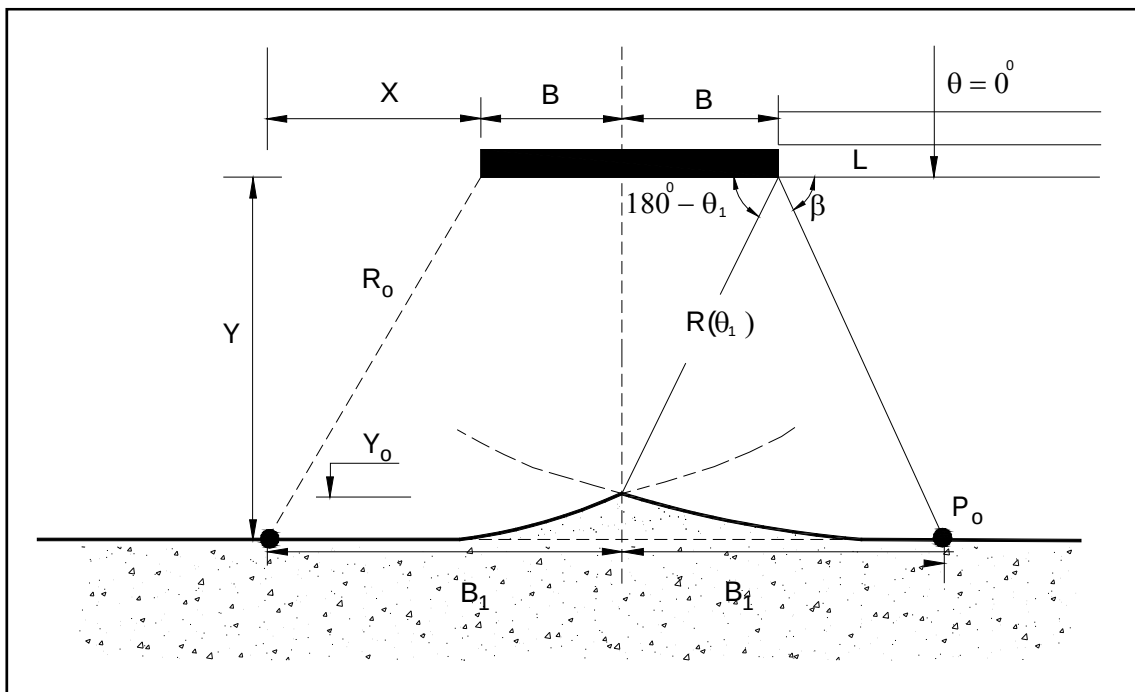


Figura 3.11 – Esquema de definição de uma saliência teórica (Taveira Pinto, 2007).

Como é possível visualizar nas figuras acima apresentadas as variáveis que regem as três formas de equilíbrio e permitem determinar $\alpha_{\min}$ são o comprimento do quebramar, dado pela igualdade $2B$, a distância do quebramar à linha de costa, Y e o comprimento de onda, L .

Posteriormente, pela formulação parabólica de Hsu e Evans, 1989, e pelo valor de $\alpha_{\min}$ é possível obter as variáveis geométricas do ponto P_0 , comuns à formação de tômbolos ou saliências: X e B_1 , correspondendo este último a metade do comprimento da linha de costa afectada.

No caso das variáveis desconhecidas a largura da saliência, Y_0 , e a largura da ligação do tômbolo à estrutura, $2B_k$, são determinadas recorrendo à Figura 3.12, desenvolvida por González e Medina, 2001.

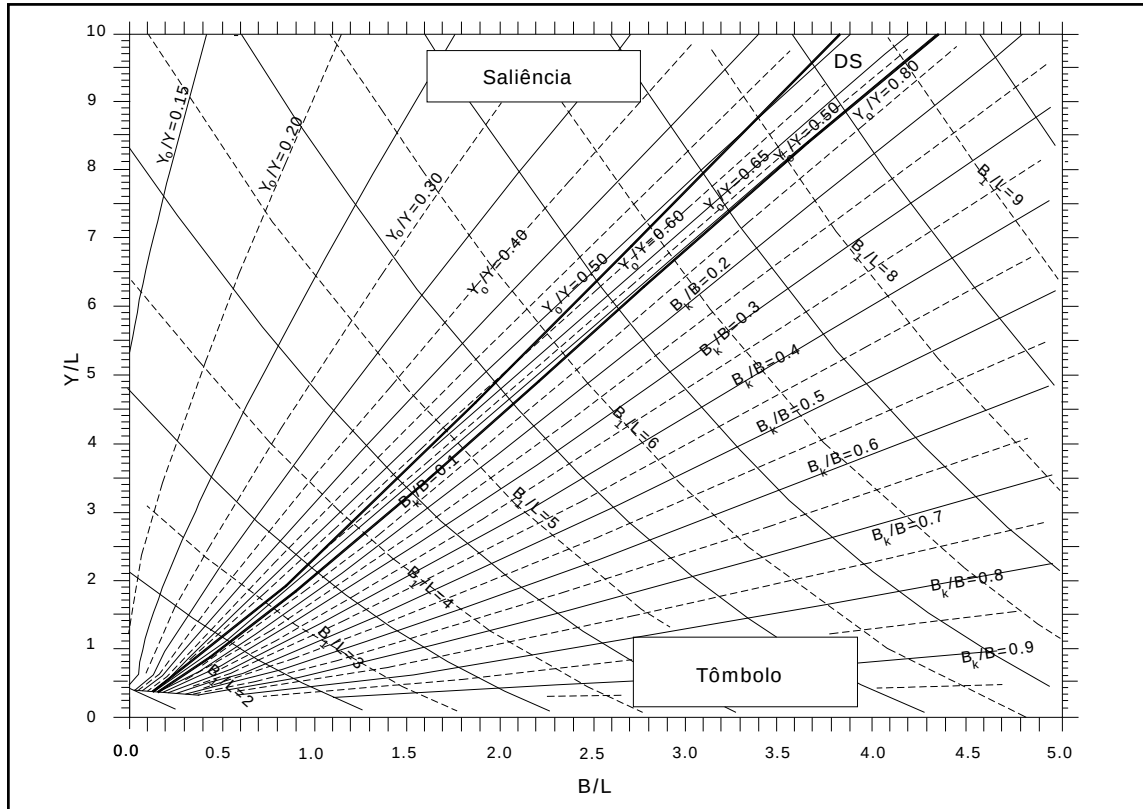


Figura 3.12 – Variação dos parâmetros adimensionais da forma em planta de equilíbrio para tômbolo (B_k/B , B_1/L) e saliência (Y_0/Y , B_1/L), para diferentes valores do comprimento do quebramar $2B$, da distância do quebramar à linha de costa, Y , e do comprimento de onda, L (Taveira Pinto, 2007).

As formulações das formas de equilíbrio estático podem apenas dar informação sobre a forma teórica, sendo necessário que, posteriormente à determinação das características geométricas de uma saliência, se converta a informação teórica naquela que efectivamente pode suceder (Figura 3.13), pelo que uma nova formulação é apresentada na expressão (3.17).

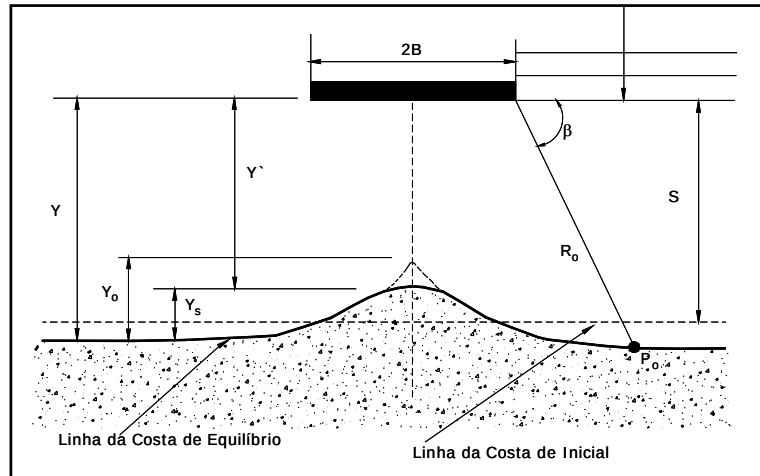


Figura 3.13 – Esquema de definição de uma saliência teórica (traço interrompido) e saliência real (traço a cheio) (Taveira Pinto, 2007).

A expressão (3.17) desenvolvida por González e Medina, 2001, similar à de Hsu e Silvester, 1990, permite calcular a largura efectiva da saliência, Y_s , conhecida a largura teórica, Y_0 . Dado que o intervalo de dados disponíveis para B/L e Y/L durante a análise dos dados de campo e de laboratório era muito pequeno para separar a influência do comprimento de onda com β , foi proposta uma única curva, válida para $0.3 < B/L < 1.5$ e $2.0 < Y/L < 4.0$.

$$\frac{Y'}{2B} = 0.50 \left(\frac{2B}{Y} \right)^{-\sqrt{2}} \quad (3.17)$$

A expressão apresentada é similar à desenvolvida por Hsu e Silvester, 1990, para aplicação a quebramares singulares e emersos. De acordo com a Figura 3.14, a avaliação da distância da linha de costa alterada à estrutura, $X - X_{off}$, é dada pela relação exponencial:

$$\frac{X}{B} = 0.68 \left(\frac{B}{X} \right)^{-1.22} \quad (3.18)$$

Andrews, 1997, investigou os efeitos da transmissão da agitação na amplitude das saliências, e analogamente a Hsu e Silvester, 1990, desenvolve expressões em ordem a X_{off} , mas estas para quebramares destacados submersos e singulares localizados em ilhas e recifes, expressões 3.19 e 3.20, respectivamente (Figura 3.14).

$$\frac{X_{off}}{L_s} = 0.40 \left(\frac{L_s}{X} \right)^{-1.52} \quad (3.19)$$

$$\frac{X_{off}}{L_s} = 0.50 \left(\frac{L_s}{X} \right)^{-1.27} \quad (3.20)$$

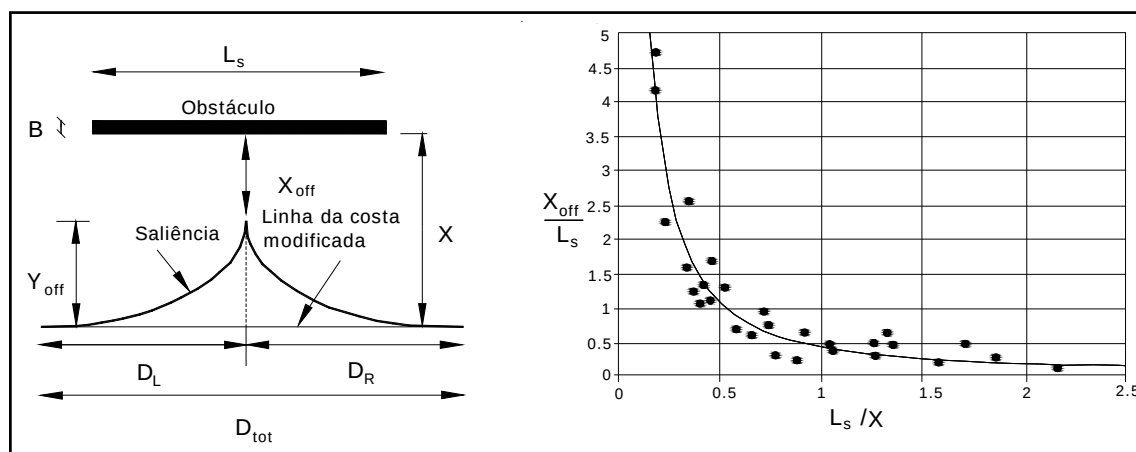


Figura 3.14 – Esquema de definição de uma saliência teórica por Andrews, 1997 (Taveira Pinto, 2007).

Para além das formulações analíticas expostas, outros autores já referidos em §3.1.3.1 desenvolveram expressões que parametrizam a geometria da formação a sotamar das estruturas.

Ming e Chiew, 2000, sugerem uma formulação, com aplicabilidade em quebramares destacados emersos, de quantificação da área plana de deposição de areia, A , situada entre a linha de costa original e a linha de costa alterada, dada pela expressão:

$$\frac{A}{X^2} = -0.348 + 0.043 \frac{X}{L} + 0.711 \frac{L_s}{X} \quad (3.21)$$

A aplicação de uma alimentação artificial pode ser avaliada recorrendo à expressão (3.21); esta permite efectuar uma primeira avaliação do volume de areia necessário à sua execução e realizar estimativas orçamentais inerentes ao processo.

3.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.2.1. INTRODUÇÃO

A agitação marítima, as marés e as correntes, os sismos e os tsunamis são acções que actuam nos quebramares isoladamente ou em conjunto; pode-se afirmar, no entanto, que a primeira acção constitui o fenómeno mais agressivo para estas estruturas, constituindo a excitação principal e que poderá ser abordada como agitação regular, irregular, espectros ou grupo de ondas, e sequências e que provoca nos blocos do manto resistente esforços internos, oscilações com ou sem choques entre blocos que podem levar à sua rotura e quedas ou deslocações de blocos (Taveira Pinto, 2005).

Atendendo ao grau de exposição com que estas estruturas se deparam, a segurança só pode ser garantida pela majoração da resistência estrutural da mesma. Contudo aliada a esta questão surgem problemas associados onde se incluem os custos que envolvem a obra, pelos elevados pesos e volumes dos blocos aplicados e também pelo processo construtivo inerente. Deste modo torna-se claro que o dimensionamento estrutural dos quebramares de taludes se assume como um processo muito delicado face às variáveis intervenientes no mesmo.

O pré-dimensionamento de um quebramar de taludes é ainda hoje realizado de modo semi-empírico, com base em fórmulas deduzidas a partir de considerações teóricas simplificadas, em resultados de ensaios em modelo reduzido e na experiência acumulada (Taveira Pinto, 2001).

Seleccionado o tipo de bloco de acordo com a disponibilidade, as dimensões disponíveis, o transporte para o local, a armazenagem, os volumes necessários e custos; e definido o número de camadas necessárias considerando o regime de agitação local, o método de colocação e os danos permitidos às mesmas, transita-se para o dimensionamento da estrutura no sentido *lato*.

Várias poderiam ser as formulações analíticas apresentadas para o dimensionamento de quebramares destacados, contudo apenas cinco aplicações numéricas suscitaram viabilidade na secção corrente e na secção da cabeça do quebramar projectado pelas mais diversas condicionantes, como à frente se demonstrará. Passa-se assim a expor as expressões semi-empíricas de Hudson (1974), Powell e Allsop (1985), Vidal *et al.* (2000), e van der Meer (1988).

Seleccionadas as abordagens numéricas a aplicar no dimensionamento estrutural do projecto, cabe ao projectista definir o parâmetro altura de onda incidente de projecto, H_{proj} . O comportamento satisfatório dos quebramares perante a acção da agitação depende consideravelmente da avaliação deste parâmetro. Se tal não for consciente e correctamente definido sérios problemas poderão vir a ocorrer no desempenho estrutural, como deslocamentos e projecção de blocos, ou mesmo a ruína destas estruturas.

Vários estudos em modelo reduzido e em protótipo permitiram estabelecer um limite máximo da altura de onda incidente, dado pelo critério da máxima onda compatível com a profundidade, de acordo com a teoria de onda solitária, expressão (3.22).

$$\frac{H_{m\acute{a}x}}{d} = 0.78 \quad (3.22)$$

Contudo, tem-se verificado que a comunidade científica considera os valores resultantes de (3.22) demasiado elevados na maioria dos casos, pelo que outras alturas de onda têm sido também consideradas, designadamente a altura de onda significativa, ou média do terço superior, $\bar{H}_{1/3}$, a altura de onda média do décimo superior, $\bar{H}_{1/10}$, e o valor resultante da média entre a altura de onda máxima e a altura de onda significativa. As expressões que definem as duas primeiras variantes anteriormente citadas são:

$$H_s = \bar{H}_{1/3} = \frac{H_{m\acute{a}x}}{1.76} \quad (3.23)$$

$$\bar{H}_{1/10} = H_s \times 1.27 \quad (3.24)$$

No caso de se tratar de estruturas flexíveis ou deformáveis o *Shore Protection Manual* (1977) recomenda a altura de onda significativa, H_s , como altura de onda de projecto a considerar. A altura de onda definida pela expressão (3.24) é aconselhada no *Shore Protection Manual* (1984) como a altura de projecto a adoptar em estruturas rígidas ou flexíveis de difícil reparação, por exemplo um quebramar destacado da costa, capaz de absorver uma pequena parte da energia incidente por deformação. Comparativamente ao SPM (1977), que recomenda a consideração da altura de onda significativa, o SPM (1984) introduz um acréscimo de segurança importante ao considerar a distribuição de Rayleigh das alturas de onda.

Também Pita, 1978, sugere em alguns estudos a adopção do valor da altura de onda de projecto igual à média do décimo superior, $\bar{H}_{1/10}$, valor baseado em ensaios laboratoriais num manto de dolos. Devem portanto ser analisados os registos de onda locais para avaliação das alturas de onda efectivas em comparação com as alturas aconselhadas.

3.2.2. FÓRMULA DE HUDSON (*WATERWAYS EXPERIMENT STATION*)

A abordagem de Hudson (1974) é frequentemente empregue na avaliação do peso W dos blocos do manto resistente. Este método de dimensionamento é aplicável à secção corrente e, pela majoração dos pesos dos blocos da secção corrente em determinado valor, à secção da cabeça.

A fórmula de Hudson, desenvolvida na *Waterways Experiment Station*, expressão (3.25), tem por base estudos anterior de Iribarren (1938, 1959) e testes realizados em laboratório com quebra-mares não galgáveis sujeitos a ondas regulares. Esta fórmula considera, como variáveis dependentes, o peso volúmico do material do bloco (γ_r), a altura de onda incidente de “projecto” (H), o coeficiente de estabilidade (K_D), o peso volúmico da água do mar (γ_w), e o ângulo do talude do manto resistente com a horizontal (α).

$$W = \frac{H^3 \times \gamma_r}{K_D \left(\frac{\gamma_r - \gamma_w}{\gamma_w} \right)^3 \cot \alpha} \quad (3.25)$$

O valor do coeficiente de estabilidade, K_D , pode ser determinado com base em resultados de ensaios experimentais efectuados com modelos reduzidos de quebra-mares, utilizando ondas regulares, para uma gama de alturas de onda e períodos, calculado para o regime de agitação que mais afecte a condição de estabilidade do quebramar. Este valor visa a representação empírica das variáveis que interferem na estabilidade dos blocos, já que depende do tipo, forma e localização do bloco, da colocação, rugosidade, angulosidade, encaixe, permeabilidade, número de camadas do manto resistente e é também função do grau de destruição (Lopes, 2005).

A inclusão num só parâmetro K_D dos vários factores hidrodinâmicos e estruturais é de definição muito delicada, pelo que vários têm sido os estudos efectuados por diversos autores, em particular pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e também pelo *Shore Protection Manual* (1984).

Na publicação *Coastal Engineering Manual*, 2003 (CEM) constam tabelas do SPM de 1984, Tabela 3.2, correspondentes ao coeficiente de estabilidade a adoptar nos quebra-mares de taludes de enrocamento, para as secções da cabeça e da secção corrente, de acordo com a localização da estrutura dentro da zona de rebentação e fora da mesma.

Tabela 3.2 – Coeficientes K_D da fórmula de Hudson para enrocamento (SPM, 1984).

TIPO DE BLOCOS	Nº DE CAMADAS	PERFIL		CABEÇA	
		Dentro da Zona de Rebentação	Fora da Zona de Rebentação	Dentro da Zona de Rebentação	Fora da Zona de Rebentação
Natural, rugoso e irregular	1	-	2.9	-	2.2
Natural, rugoso e irregular	2	2.0	4.0	1.6	2.8
Natural, rugoso e irregular	3	2.2	4.5	2.1	4.2

Comparativamente aos valores indicados pela referência SPM, 1977, os coeficientes apresentados na Tabela 3.2 conduzem a pesos unitários dos blocos mais conservadores, justificável por um incremento de segurança. É de salientar que a publicação CEM, 2003, não faz referência a qualquer alteração dos valores do SPM, 1977, correspondentes à cabeça das estruturas, pelo que se consideraram os mesmos coeficientes K_D do SPM, 1977.

Como se pode verificar pela Tabela 3.3, os valores indicados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil para o mesmo coeficiente, são significativamente mais elevados quando comparados com a gama de valores apresentada pelo SPM, 1984. A alteração de toda a definição estrutural do quebramar destacado, que o torna mais generalista, pode ocorrer por não existir o seccionamento diferenciado da estrutura, e pela desconsideração da distinção do local de implantação, designadamente, dentro ou fora da zona de rebentação.

Tabela 3.3 – Coeficientes K_D da fórmula de Hudson para enrocamento (LNEC).

LNEC		MÉDIA DOS VALORES OBSERVADOS NOS ENSAIOS	VALORES ESTIMADOS COM BASE NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS		
			PROBABILIDADE DE NÃO EXCEDÊNCIA		
TALUDE	QUEDAS (%)		0.01	0.05	0.10
3:2	0	9.8	0.07	0.2	0.4
	0.5	15.2	0.08	0.3	0.5
	1.0	17.5	4.1	5.7	6.9
	2.0	21.1	5.7	7.7	9.1
	2.5	22.8	6.4	8.6	10.0
	5.0	29.0	9.0	11.6	13.2

Apresentado o conteúdo referente à fórmula de Hudson, uma análise crítica da fórmula elaborada por Taveira Pinto, 2005, identifica três desvantagens inerentes à aplicação da mesma. A quantificação simplista da acção principal sobre a estrutura, a altura de onda de projecto, não considera um estado de agitação irregular, a menos que seja utilizada a altura de onda igual à média do décimo superior dos registos, $\bar{H}_{1/10}$. O facto da fórmula exposta em (3.25) ter sido desenvolvida com base no critério de indestrutibilidade dos blocos, é necessário ter atenção a quantidade de blocos deslocados da sua posição inicial em modelo reduzido, pois pode corresponder em protótipo a possibilidade de ocorrência de estragos significativos; e, como foi já referido, o valor dos coeficientes de estabilidade deve ser seleccionado com precaução.

3.2.3. FÓRMULA DE POWELL E ALLSOP

Para as estruturas de baixa cota de coroamento não submersas, Powell e Allsop desenvolveram formulações analíticas de cálculo dos diâmetros médios dos blocos do manto resistente, D_{n50} .

O nível de estragos máximo admitido deve ser previamente estabelecido, para que o mesmo seja cumprido em todas as referências empregues no dimensionamento estrutural.

Segundo Powell e Allsop, 1985, o estrago é definido pela relação entre o número de unidades deslocadas da sua posição original, N_e , e o número total de unidades do manto resistente, N_a , e expresso em percentagem. Baseados em testes laboratoriais, apresentaram curvas de estragos associados a regimes de ondas longas, $H_s/L_{op} \geq 0.03$, e ondas curtas, $H_s/L_{op} < 0.03$, para as várias alturas de água acima do coroamento da estrutura R_c/d (Figura 3.15).

$$L_{op} = \frac{g T^2}{2\pi} \quad (3.26)$$

As curvas obtidas, parametrizadas pela variável dano, N_e/N_a , e pelo parâmetro de estabilidade adimensional de Hudson, N_s , expressão (3.27), permitiram definir para cada regime os coeficientes empíricos A e B, constantes na equação (3.28).

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \quad (3.27)$$

$$\frac{N_e}{N_a} = A e^{B N_s} \quad (3.28)$$

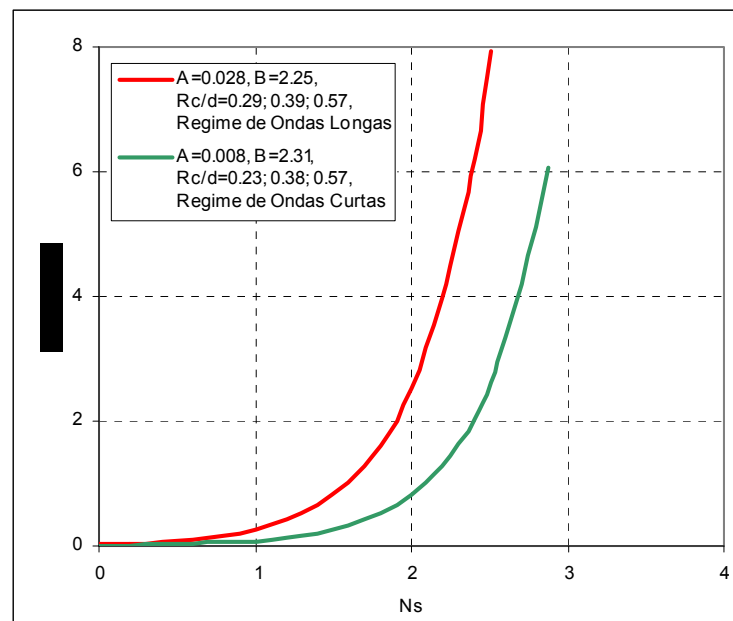


Figura 3.15 – Curvas de Estragos 1, Powell e Allsop, 1985 (Taveira Pinto, 2007).

Formulada com base em dados de testes sem ocorrência de galgamentos, a variável N_s constitui um parâmetro adimensional de altura de onda que não inclui os efeitos característicos da agitação, designadamente, o período e a declividade da onda. Pela razão exposta, os diâmetros médios dos blocos do manto resistente de estruturas não galgáveis, resultantes da aplicação da equação (3.27) poderão estar sobrestimados para o talude anterior e subestimados no talude posterior, onde se verifica em maior número a ocorrência de danos.

Note-se que, definida a percentagem de estragos, N_s pode ser calculado e a partir da parametrização obtida com as variáveis altura de onda de projecto, H_{proj} , densidade relativa dos blocos, Δ , expressão (3.29), é possível definir o diâmetro médio dos blocos do manto resistente, D_{n50} .

$$\Delta = \frac{\gamma_r - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (3.29)$$

Numa tentativa de considerar o efeito do período de onda, para a minimização da dispersão identificada nos dados recolhidos com a análise anterior, os mesmos autores apresentam diferentes curvas de estragos para regimes de ondas longas e curtas de acordo com a submergência do coroamento, em função de um novo parâmetro N_s^* , parâmetro de estabilidade espectral.

Embora possa sobrestimar o peso dos blocos do talude anterior e subestimar os mesmos do talude posterior face às forças resultantes do galgamento, este parâmetro é aplicável ao dimensionamento estrutural do manto resistente de quebramares galgáveis pela introdução da declividade da onda em grandes profundidades, L_{op} , dada pela expressão (3.26).

Analogamente ao parâmetro de estabilidade adimensional, definida a percentagem de estragos admitida, o valor de N_s^* pode ser determinado pela expressão (3.27) com base nos coeficientes empíricos da Figura 3.16.

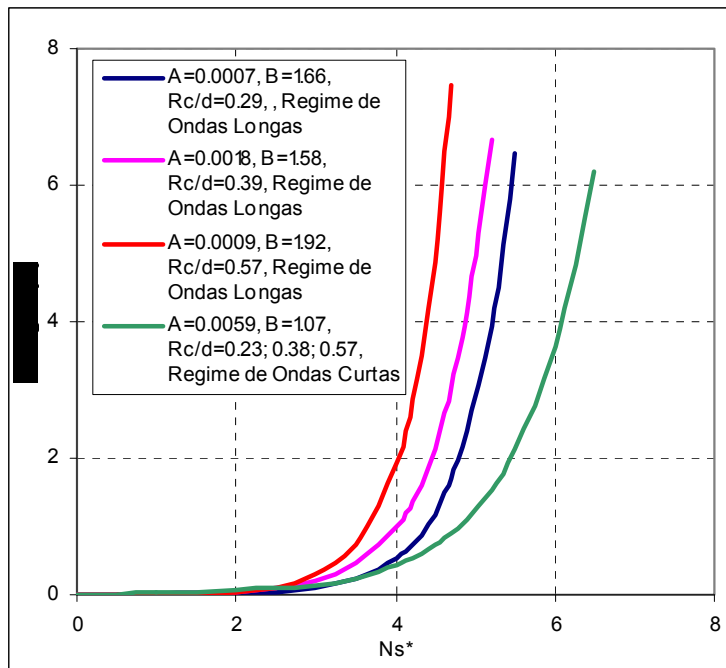


Figura 3.16 – Curvas de Estragos 2, Powell e Allsop, 1985 (Taveira Pinto, 2007).

Em função de N_s^* , da altura de onda incidente de projecto, H_{proj} , da declividade de onda em profundidade, L_{op} , e dos pesos volúmcicos da água e do material dos blocos, γ_w e γ_r , respectivamente, pode-se estimar o diâmetro médio dos blocos do manto resistente do talude anterior, D_{n50} , pela expressão seguinte,

$$N_s^* = \frac{\sqrt[3]{H_s^2 L_{op}}}{\Delta D_{n50}} \quad (3.30)$$

3.2.4. FÓRMULA DE VIDAL ET AL.

Uma análise cuidada da estabilidade dos blocos do manto resistente de estruturas de baixa cota de coroamento, incluindo quebramares submersos, perante determinados estados de agitação, permitiu a Vidal *et al.* (2001) observar os diferentes comportamentos das secções dos mesmos, conforme a sua localização na estrutura.

De forma a otimizar o peso dos blocos do manto resistente, os autores determinaram curvas de estabilidade para diferentes secções do manto resistente, com inclinações de 2:1 no talude anterior e de 3:2 no talude posterior. A metodologia considerou a subdivisão da camada do manto resistente em várias secções (Figura 3.17), designadamente, o talude anterior (FS), o talude posterior (BS), a cabeça anterior (FH), a cabeça posterior (BH) e o coroamento (C), para o cálculo dos respectivos diâmetros médios, D_{FS} (igual a D_{FS1}), D_{BS} , D_{FH} , D_{BH} , e D_C .

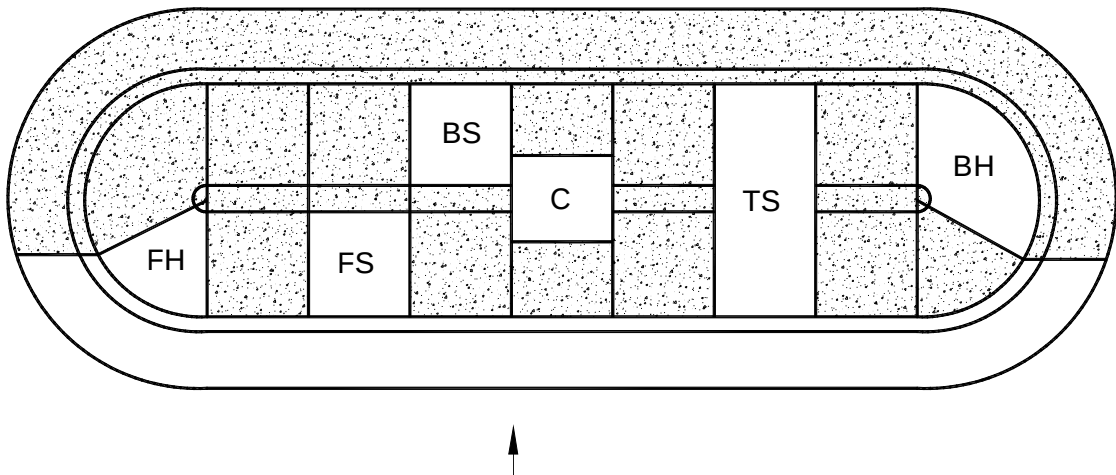


Figura 3.17 – Secções de um quebramar de baixa cota de coroamento consideradas, Vidal *et al.*, 2000 (declive 1:1.5, B=0.15 m) (Taveira Pinto, 2007).

A caracterização das curvas de estragos de cada sector é dada pela expressão (3.31) em função da altura adimensional de água acima do coroamento, F_d , igual a R_c/D , em que R_c representa o desnível existente entre a cota de preia-mar de águas vivas e a cota de coroamento e D é o diâmetro médio dos blocos. Na Tabela 3.4 constam os valores das constantes A, B e C das diferentes secções do manto resistente.

$$N_s = A + BF_d + CF_d^2 \quad (3.31)$$

Tabela 3.4 – Constantes A, B e C da expressão (3.31) para as secções consideradas.

	A	B	C
Talude Anterior (FS)	1.831	-0.245	0.0119
Coroamento (C)	1.652	0.0182	0.159
Talude Posterior (BS)	2.257	-0.54	0.115
Cabeça Anterior (BH)	1.681	-0.474	0.105
Cabeça Posterior (TS)	1.6018	-0.2592	0.0731

A expressão representativa dos estragos, N_s , é, no entanto, válida somente para o intervalo limitado inferiormente por $F_{d,\min} = -2.01$ e superiormente por $F_{d,\max} = 2.41$, resultante da aceitação de um nível de estragos, S , para cada secção, igual ao início dos estragos, para a gama de valores de S entre 0.5 e 1.5 (Figura 3.18).

A concordância do nível de estragos admitidos em projecto, entre as diversas fórmulas de dimensionamento poderá conduzir à coerência de resultados ao nível do peso unitário dos blocos. No caso de Vidal *et al.*, 2001, o nível de estragos admitido correspondente ao início dos estragos, uma vez que o nível superior pode originar estragos excedentes aos previstos.

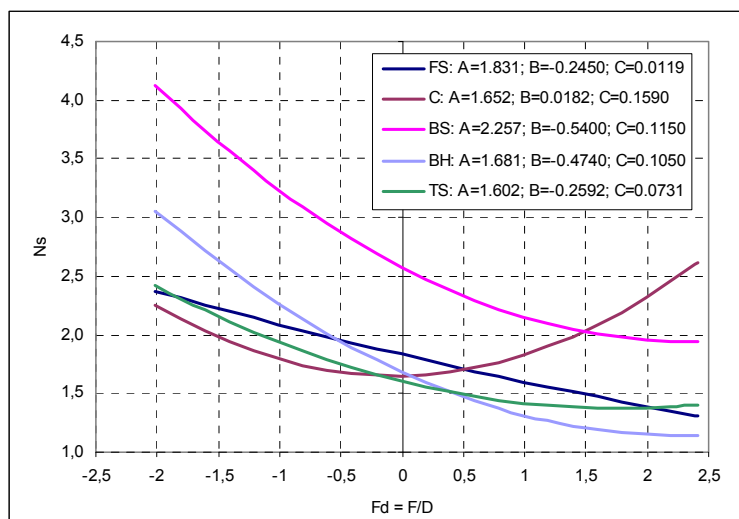


Figura 3.18 – Relações de estabilidade para o dimensionamento das diferentes zonas de um quebramar de baixa cota de coroamento, Vidal *et al.*, 2000 (Taveira Pinto, 2007).

Estabelecida a cota de coroamento, o primeiro passo para avaliar a dimensão dos blocos do manto resistente do talude anterior com inclinação 2:1, D_{FS1} , consiste em determinar o diâmetro médio dos mesmos blocos, $D_{\infty 1}$, para uma estrutura não galgável com características idênticas (tipo de blocos, núcleo, camadas intermédias, ângulo do talude e nível de estragos), através de uma fórmula de estabilidade seleccionada pelo projectista.

Posteriormente, o número de estabilidade $N_{sFS}(F_{d1})$, correspondente ao valor F_{d1} igual a $R_c/D_{\infty 1}$, para o início dos estragos do talude anterior da estrutura de baixa cota de coroamento, é calculado pela equação (3.31); utilizando sempre os coeficientes A, B e C correspondentes à secção em questão, neste caso o talude anterior (FS).

O diâmetro D_{FS1} , será então determinado pela igualdade (3.32), função de $N_{sFS\infty}$ representado pelo valor da curva de estragos do talude anterior referente a $F_{d,\max}$.

$$D_{FS1} = D_{\infty 1} \frac{N_{sFS\infty}}{N_{sFS}(F_{d1})} \quad (3.32)$$

Calculado o diâmetro médio dos blocos do manto resistente do talude anterior, D_{FS1} , segue-se para a determinação do diâmetro D_{FS2} , o qual permitirá determinação o diâmetro médio do coroamento do quebramar. Seguindo novamente o procedimento exposto para o diâmetro D_{FS1} , é calculado o diâmetro D_{FS2} , salvaguardando uma inclinação de 3:2 (diferente da inicialmente utilizada 2:1).

A variável F_{d2} sofre uma alteração no seu denominador para $D_{\infty 2}$, calculado pela mesma fórmula de estabilidade, e é determinado o novo parâmetro $N_{sFS}(F_{d2})$ relativo à nova submergência adimensional, $R_c/D_{\infty 2}$, para aplicação na expressão (3.33).

$$D_{FS2} = D_{\infty 2} \frac{N_{sFS\infty}}{N_{sFS}(F_{d2})} \quad (3.33)$$

Aplicando o novo diâmetro D_{FS2} à relação R_c/D , obtém-se F_{d3} , que deverá ser introduzido na expressão da curva de estragos do talude posterior, $N_{sFS}(F_{d3})$, e do coroamento $N_{sC}(F_{d3})$, para que pela expressão (3.34) seja materializado o diâmetro do coroamento, D_C .

$$D_C = D_{FS2} \frac{N_{sFS}(F_{d3})}{N_{sC}(F_{d3})} \quad (3.34)$$

No que ao diâmetro médio do talude posterior diz respeito, o seu cálculo assenta na equação (3.35), parametrizada pelas variáveis D_{FS2} , F_{d3} e $N_{sFS}(F_{d3})$, já conhecidas, e pelo novo parâmetro $N_{sBS}(F_{d3})$, calculado pela expressão (3.31) correspondente ao talude posterior.

$$D_{BS} = D_{FS2} \frac{N_{sFS}(F_{d3})}{N_{sBS}(F_{d3})} \quad (3.35)$$

Calculados os diâmetros do coroamento e dos taludes anterior e posterior da estrutura, resta apresentar o procedimento de cálculo respeitante ao diâmetro médio da cabeça posterior, D_{BH} , considerada como a secção mais sensível às acções a que a estrutura se encontra exposta. É de salientar que o diâmetro relativo à secção da cabeça anterior, D_{FH} , é numericamente igual ao da cabeça posterior, por se considerar irrelevante a distinção destas suas secções no presente projecto.

Recorrendo à fórmula de estabilidade já seleccionada, determina-se qual o diâmetro médio da cabeça de um quebramar de taludes não galgável, $D_{H\infty}$, de acordo com o ângulo do talude com a horizontal, o tipo de blocos e o nível de estragos admissível. No entanto, é também possível majorar o diâmetro $D_{\infty 1}$ da secção do talude anterior não galgável, num valor a justificar convenientemente, a fim de obter o diâmetro $D_{H\infty}$.

Determina-se então um novo coeficiente adimensional de submergência, F_{d4} igual a $R_c/D_{H\infty}$, e o respectivo número de estragos $N_{sBH}(F_{d4})$ retirado da expressão (3.31) correspondente à secção da cabeça posterior. O diâmetro D_{BH} , será então determinado pela igualdade (3.36), dependente do valor de $N_{sBS\infty}$ representado pelo valor da curva de estragos da cabeça posterior referente ao $F_{d,max}$.

$$D_{BH} = D_{H\infty} \frac{N_{sBH\infty}}{N_{sBH}(F_{d4})} \quad (3.36)$$

3.2.5. FÓRMULA DE VAN DER MEER

O reconhecimento do carácter irregular das ondas permite ter em consideração vários factores hidrodinâmicos característicos da agitação marítima que algumas formulações empíricas não abordam. A complexidade dos fenómenos que interferem com a agitação e o seu desconhecimento parcial tem assim contribuído para as contínuas investigações ao nível do comportamento dos blocos do manto resistente em quebramares sob a acção de agitação irregular.

Ao contrário de Hudson e outros autores, defensores da consideração de uma onda de características regulares causadora da instabilidade no manto resistente das estruturas, van der Meer, em 1988, baseou-se em quebramares permeáveis não galgáveis sujeitos à agitação marítima irregular. Daí resultaram expressões empíricas adequadas às diferentes condições de rebentação da agitação e profundidade de água, que permitiram a anulação de certas limitações presentes nas formulações baseadas em ondas regulares.

A exposição que se segue diz respeito apenas a quebramares de taludes constituídos por enrocamento, uma vez que se pretende que o quebramar em estudo seja homogéneo, ao nível dos materiais utilizados.

A distinção entre os dois tipos de rebentação considerados pelo autor, mergulhante e oscilatório, é realizada pela comparação entre o número de Iribarren, ξ_m , expressão (3.37), com o valor crítico do mesmo, ξ_{mc} , expressão (3.38).

$$\xi_m = \frac{\tan \theta}{\sqrt{s_{op}}} \quad (3.37)$$

As variáveis apresentadas em (3.37) correspondem ao ângulo do talude do manto resistente com a horizontal, θ , e a declividade da onda em grandes profundidades, $s_{op} = H_{proj}/L_{op}$.

$$\xi_{mc} = (6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \theta})^{\frac{1}{(P+0.5)}} \quad (3.38)$$

Para a definição do número de Iribarren crítico apenas será necessário acrescentar que na expressão (3.38) P representa o factor de porosidade, variável entre 0.1 e 0.6, de acordo com as diferentes combinações entre o manto resistente e os filtros (Figura 3.19).

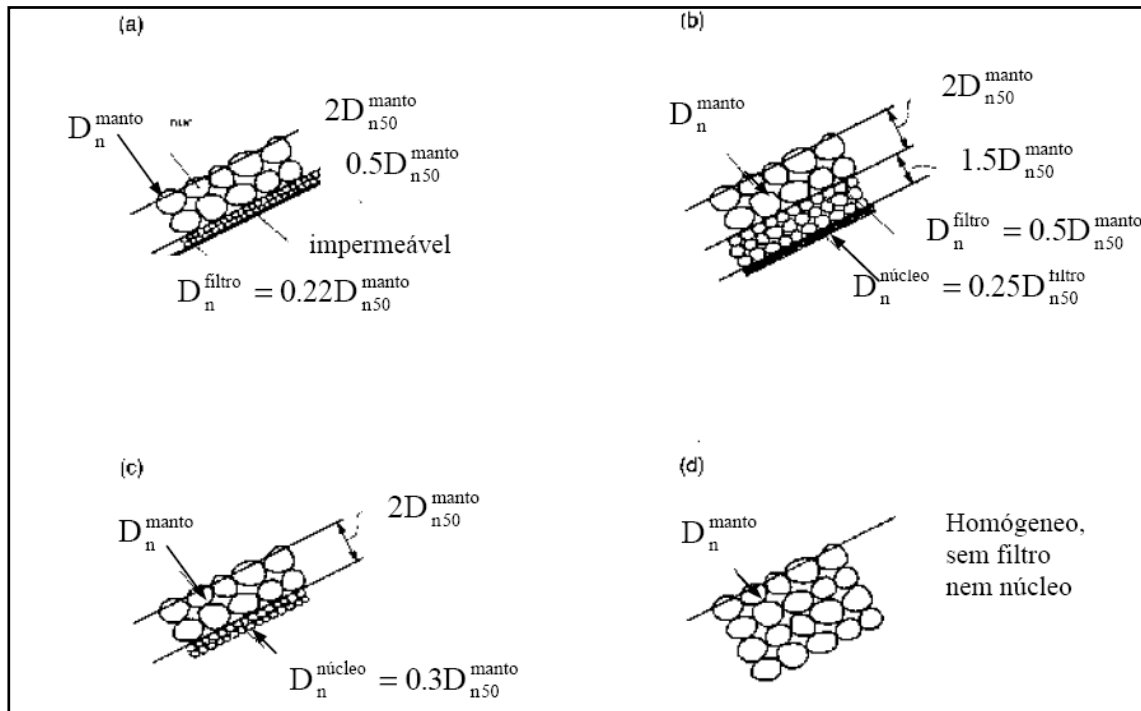


Figura 3.19 – Factor de permeabilidade, P , para vários tipos de situações.

(a) $P = 0.1$; (b) $P = 0.4$; (c) $P = 0.5$; (d) $P = 0.6$, van der Meer, 1988.

A rebentação do tipo mergulhante ou basculante, considerada como a mais gravosa e caracterizada pela ocorrência da rebentação de forma súbita sobre o talude, é identificada se $\xi_m < \xi_{mc}$. Neste caso, a fórmula apresentada em (3.39) é apropriada para quebramares não galgáveis, com mantos resistentes constituídos por duas camadas de enrocamento, seja:

$$\frac{H_{proj}}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (3.39)$$

em que Δ representa a densidade relativa dos blocos, expressão (3.29), S é o nível de estragos admitido dentro da gama de valores constantes na Tabela 3.5, e N_z o número de ondas de uma tempestade, que não deverá exceder o valor de 7500 ondas.

Tabela 3.5 – Valores do parâmetro S recomendável, em mantos resistentes constituídos por duas camadas de enrocamento, van der Meer, 1988.

Inclinação do talude	Estragos Iniciais	Estragos Intermédios	Ruína
1/1.5	2	3 – 5	8
1/2	2	4 – 6	8
1/3	2	6 – 9	12
1/4 - 1/6	3	8 – 12	17

Nos casos onde a rebentação se dá já muito próxima da costa, em taludes de declive acentuado, a rebentação das ondas assume uma configuração do tipo oscilatório, quando $\xi_m > \xi_{mc}$. A expressão a adoptar no cálculo das dimensões médias dos blocos para a rebentação oscilatória é apresentada na equação (3.40).

$$\frac{H_{proj}}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \theta} \xi_m^P \quad (3.40)$$

Os estudos conduzidos por van der Meer têm fomentado alternativas às formulações mais conservativas, no que diz respeito a dimensionamento de quebramares de taludes galgáveis.

O carácter transmissivo dos quebramares destacados de baixa cota de coroamento, sujeitos a galgamentos acentuados, permite que a dissipação não se realize apenas no talude aumentando a estabilidade dos blocos do manto resistente, e uma consequente redução do peso unitário dos blocos. Então, segundo Van der Meer, 2003, tal redução pode ser efectuada através da aplicação do factor de redução, R_p , aos resultados dos diâmetros médios dos blocos gerados nas formulações analíticas de dimensionamento de quebramares não galgáveis, por exemplo, Hudson (1974) ou van der Meer (1988).

A obtenção do factor R_p , segundo a equação (3.42), exige a avaliação prévia do coeficiente R_p^* , um parâmetro adimensional da altura livre acima no nível de preia-mar, expressão (3.41).

$$R_p^* = \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{H_s}{g T_p^2}} \quad (3.41)$$

em que R_c representa o desnível entre a cota do coroamento do quebramar e o nível máximo da preia-mar de águas vivas, H_{proj} é a altura de onda de projecto incidente e T_p o período de pico.

$$R_p = \frac{1}{1.25 - 4.8 R_p^*} \quad (3.42)$$

A equação (3.42), válida para o intervalo $0 \leq R_p^* < 0.052$, está, no entanto, limitada a um valor mínimo de 0.80 e máximo de 1.0 para as diferentes declividades, como se demonstra na Figura 3.20.

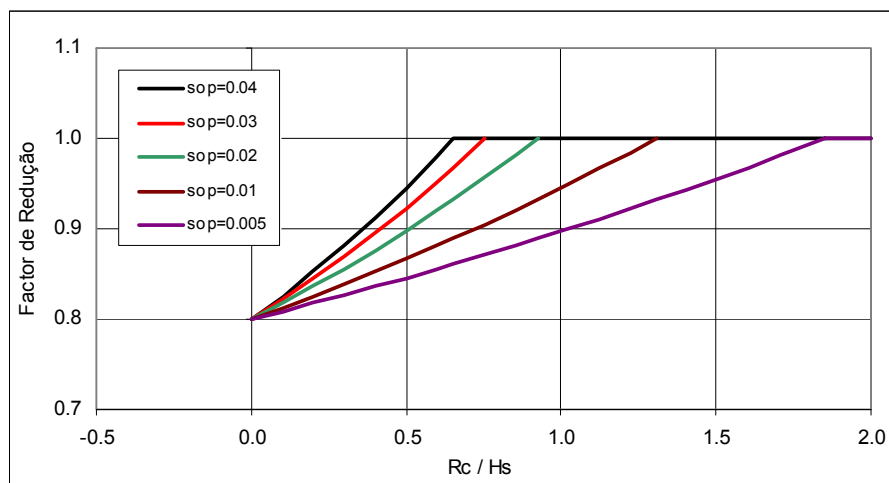


Figura 3.20 – Factor de Redução de D_{n50} para estruturas convencionais de baixa cota de coroamento, Van der Meer, 2003 (Taveira Pinto, 2007).

3.2.6. FÓRMULA DE VAN DER MEER (QUEBRAMARES SUBMERSOS)

No caso da cota de coroamento de um quebramar destacado se encontrar abaixo no nível máximo de preia-mar, também denominado quebramar submerso, van der Meer, 2003, propõe uma outra abordagem, diferente da apresentada anteriormente para quebramares galgáveis, em tudo semelhante no que se refere ao carácter irregular da agitação.

A estabilidade da estrutura, segundo o autor, pode ser descrita ou pelo parâmetro de altura de onda adimensional, N_s , ou pelo parâmetro de estabilidade espectral, N_s^* , expressões (3.43) e (3.44), respectivamente. As variáveis a caracterizar são a declividade da onda em relação ao período de pico, $s_{op} = H_{proj}/L_{op}$; a profundidade de água local, d (ou h); a altura da estrutura, h_c ; e o nível de estragos admitido, S , avaliado por Pilarczyk, 2003, e apresentado na Figura 3.21.

$$N_s = -7 \ln \left(\frac{1}{2.1 - 0.1 S} \frac{h_c}{h} \right) \sqrt[3]{s_{op}} \quad (3.43)$$

$$N_s^* = -7 \ln \left(\frac{1}{2.1 - 0.1 S} \frac{h_c}{h} \right) \quad (3.44)$$

Avaliado o comportamento destas estruturas sob a acção marítima verificou-se que esta se concentra no coroamento, o que leva a desconsiderar a importância do ângulo dos taludes do manto resistente na estabilidade das estruturas. Assim, o dimensionamento dos quebramares submersos é realizado atendendo apenas à relação altura da estrutura/profundidade de água local, como se verifica na Figura 3.21.

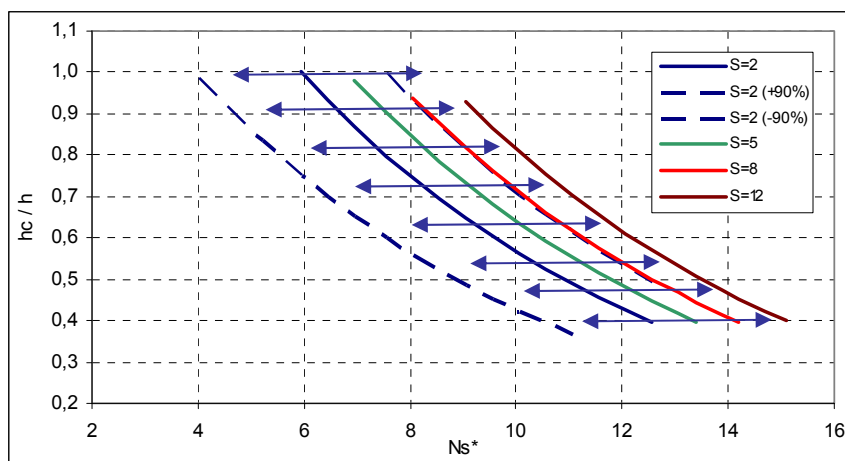


Figura 3.21 – Curva de dimensionamento para quebramares submersos, Pilarczyk, 2003. (Taveira Pinto, 2007)

O diâmetro médio dos blocos do manto resistente pode, então, ser estimado a partir da equação (3.45), fixados os valores da altura de onda de projecto e período.

$$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \frac{1}{\sqrt[3]{s_{op}}} \quad (3.45)$$

3.3. PERFIL TRANSVERSAL TIPO

3.3.1. CAMADAS DA SECCÃO TRANSVERSAL

3.3.1.1. Pesos Unitários dos Blocos

As sub-camadas têm como função, servir de fundação ao manto resistente e de filtro de protecção do núcleo, evitando a sua erosão e instabilidade (Lopes, 2005).

Geralmente, a determinação dos pesos unitários das camadas inferiores ao manto resistente assenta nas recomendações do *Coastal Engineering Manual*, CEM, 2003, pois conhecidos os pesos unitários dos blocos do manto resistente do quebramar de taludes, calculam-se os subsequentes. Nas Figuras 3.22 e 3.23 ilustram-se tais recomendações tanto para os pesos unitários como para a disposição geométrica das várias camadas dos quebramares de taludes galgáveis.

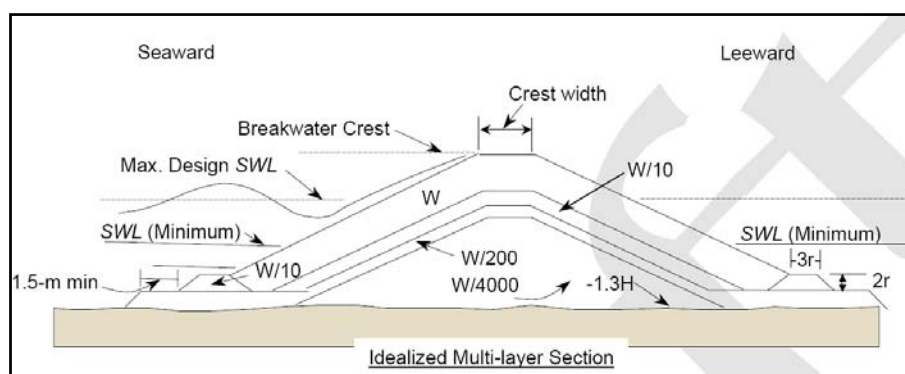


Figura 3.22 – Secção transversal de um quebramar de taludes galgável, dentro da zona de rebentação (CEM, 2003).

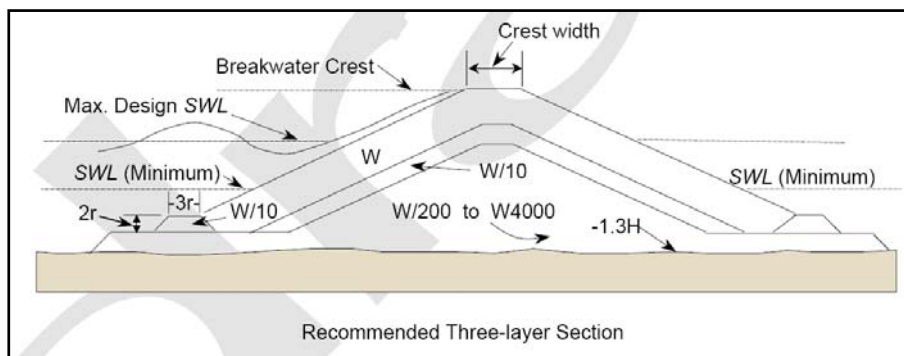


Figura 3.23 – Secção transversal de um quebra-mar de taludes galgável, fora da zona de rebentação (CEM, 2003).

Partindo do pressuposto que estas recomendações são frequentemente aplicadas, não deverá, no entanto, ser omissa uma análise ponderada da geometria e pesos sugeridos para a risberma e fundação, pois caso o dimensionamento destes elementos apresente lacunas ao nível do peso dos blocos ou das dimensões adoptadas, poderão surgir problemas de erosão na fundação da estrutura durante a sua vida útil (ver secção 3.3.2.).

3.3.1.2. Disposições Geométricas

A disposição das camadas constituintes de um quebra-mar destacado galgável deve seguir as disposições construtivas apresentadas pelo CEM, 2003, como referido anteriormente.

A espessura das camadas, deve atender às solicitações da estrutura durante o seu período de vida útil, segundo as recomendações da mesma referência.

Em geral, adoptam-se as seguintes quantidades para os elementos constituintes de um quebra-mar destacado galgável:

- Manto Resistente: 2 a 3 camadas
- 1ª Sub-Camada: 2 a 4 camadas
- 2ª Sub-Camada (se existir): 2 a 3 camadas

É de salientar que por questões de impactos visuais, o número de camadas pode ser diminuído no coroamento das estruturas.

O cálculo da espessura de cada camada constituinte é realizado por um processo simples e que deve majorar convenientemente o valor resultante da relação

$$N^{\circ} \text{ de Fiadas da Camada} \times \text{Dimensão Característica}, e_{\Delta} \quad (3.46)$$

em que a dimensão característica, representada pela variável e_{Δ} , é determinada pela expressão (3.47), parametrizada pelo peso volúmico do material dos blocos, γ_{enr} , pelo peso unitário dos blocos da camada respectiva, e pelo coeficiente de forma, K_{Δ} , que traduz o modo como a peça é colocada e quais as suas características físicas.

$$e_{\Delta} = K_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_{enr}} \right)^{1/3} \quad (3.47)$$

A quantificação da dimensão característica é também útil no cálculo das larguras de coroamento das várias camadas aplicadas no quebramar. A largura do coroamento da plataforma de trabalho deve ser tal que permita a circulação fácil dos equipamentos de construção da estrutura, em particular, com um mínimo de $3e_{\Delta}$ ou 6 m.

3.3.2. FUNDAÇÃO DE QUEBRAMARES DE TALUDES

São várias as situações de rotura de estruturas costeiras, designadamente, quebramares de talude e esporões, por fenómenos de infra-escavação.

Sousa Pereira, 2008, defende que as roturas de estruturas de defesa costeira são motivadas pelas seguintes razões:

- Falha de projecto – quando toda ou parte da estrutura (incluindo a fundação), não consegue suportar as solicitações, de acordo com os critérios de projecto e/ou quando a estrutura não se comporta como previsto em fase de projecto;
- Excedência de carga – quando as solicitações admitidas em fase de projecto são excedidas;
- Falha de construção – quando aplicados procedimentos de construção errados ou materiais de qualidade insuficiente;
- Falha por deterioração – resulta da deterioração natural da estrutura por falta de manutenção.

A análise de soluções minimizadoras da ocorrência de roturas por infra-escavação tem sido objecto de vários estudos, sendo algumas das soluções correntemente utilizadas em situações reais.

Os geossintéticos podem desenvolver as seguintes funções: separação, filtração, drenagem e reforço, contribuindo para a estabilidade e uniformização dos esforços diferenciais. Assim, este sistema é preferencialmente utilizado em quebramares de taludes localizados em fundos móveis aluvionares pois garante a fixação dos finos da fundação, maximizando a dificuldade de arrastamentos dos mesmos pelas correntes que se formam junto ao pé do talude.

Quando o filtro é colocado, por exemplo, entre um solo granular e um solo fino, evita que este segundo contamine o material granular com seus finos, facto que alteraria as suas características iniciais de resistência e deformabilidade (Figura 3.24). Tais características, quando alteradas, podem então provocar a liquefacção do solo de fundação da estrutura costeira e conduzir à remoção do suporte do manto resistente, fazendo com que este deslize pelo talude (Sousa Pereira, 2008).

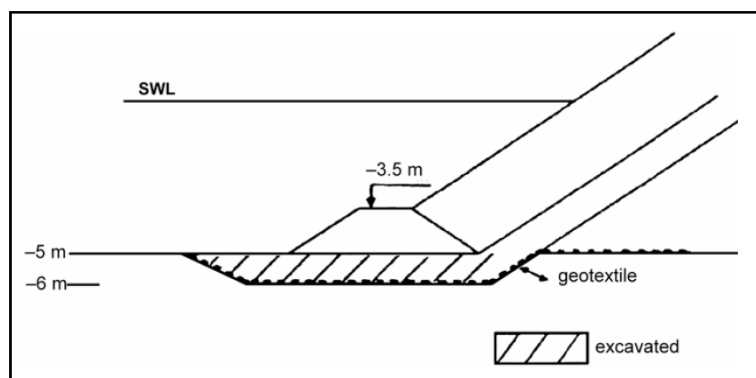
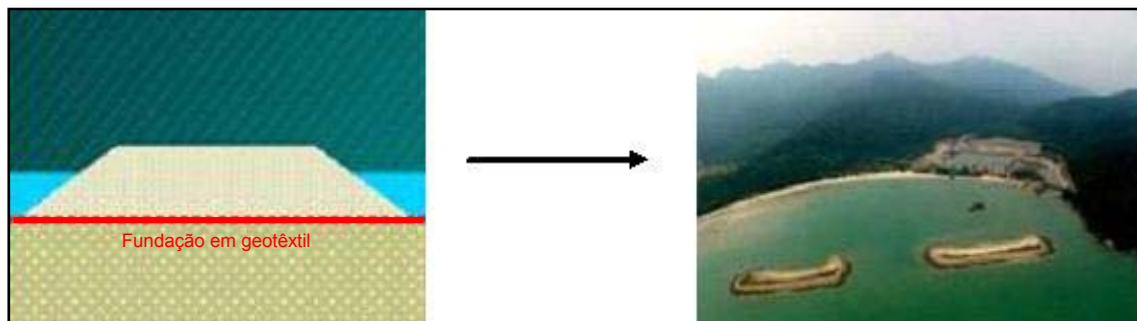


Figura 3.24 – Esquema de fundação com geotêxtil (Taveira Pinto, 2007).

Como exemplo de aplicação de uma fundação protegida com um geotêxtil tem-se um conjunto de dois quebra-mares destacados construídos na Malásia, Figura 3.25. Esta solução foi preconizada com um geotêxtil de polipropileno tecido, com o intuito de reforçar e separar o solo de fundação da restante estrutura.



Fonte: www.emaskiara.com

Figura 3.25 – Aplicação de um geossintético na fundação de quebra-mares destacados na Malásia.

Recentemente, surgiu uma nova solução constituída por uma malha em polipropileno com “pequenos” cubos de betão, aplicável a médias a grandes profundidades. Esta solução visa principalmente, o aumento da resistência do solo de fundação, mas também garante que o enrocamento TOT colocado na camada base de estruturas de defesa costeira não se dissipe totalmente no fundo arenoso, subsistindo uma mistura bastante ténue entre os elementos que constituem o núcleo e a fundação da estrutura, e a grelha (Figura 3.26). As grelhas em questão apresentam vantagens à sua aplicação pois são de fácil transporte e colocação *in situ*, visto que os blocos de betão são pré-fabricados e previamente interpostos na malha, e o comprimento das mesmas poderá ser solicitado de acordo com a necessidade. Outra vantagem inerente a este tipo de protecção é o baixo custo a que está sujeito, tanto ao nível da matéria-prima como da colocação.



Fonte: www.slp-eng.com

Figura 3.26 – Grelha de blocos de betão, para fundações de estruturas costeiras.

A solução correntemente aplicada consiste em adoptar extensas camadas de enrocamento que protejam a camada base e as risbermas das estruturas, principalmente no manto anterior, ou que seja reforçada a capacidade do solo de fundação (Figura 3.27). Este tipo de fundação, se correctamente dimensionado, pode desempenhar um papel fundamental na minimização do processo de erosão pela fundação, veja-se o recentemente construído quebramar destacado do Molhe Sul implantado na foz do Rio Douro, com uma protecção adicional, em TOT, da base da fundação (Figura 3.28).

Caso a solução passe por empregar enrocamento TOT, o benefício será o reduzido custo pois de princípio não se denotará escassez do material, podendo mesmo ser transportado do coroamento da plataforma de trabalho para a zona protectora da fundação.

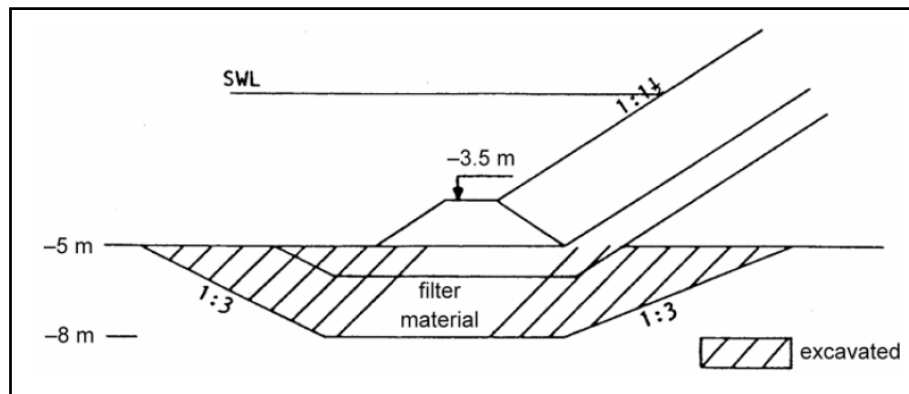


Figura 3.27 – Esquema de fundação em enrocamento (Taveira Pinto, 2007).

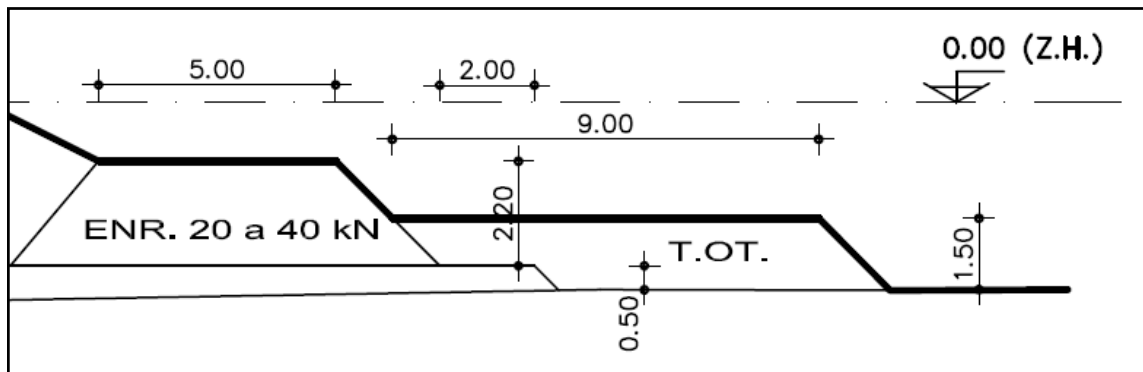


Figura 3.28 – Fundação protegida por enrocamento TOT, Molhe Sul da Foz do Rio Douro.

4

CIDADE DE ESPINHO – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE INTERVENÇÃO

4.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA CIDADE DE ESPINHO

O município de Espinho, localizado na região litoral Norte de Portugal, sub-região do Grande Porto (Figura 4.1), tornou-se parte constituinte do distrito de Aveiro desde há alguns anos. Com uma área actual de aproximadamente 21 km² e uma população residente de 31 703 habitantes, distribuída por cinco freguesias: Espinho (com 20 000 habitantes), Anta, Guetim, Silvade e Paramos, é uma das cidades mais procuradas durante a época balnear.

A “meia” distância das capitais de distrito Aveiro e Porto, a cidade de Espinho tem como eixos principais estruturantes dentro de uma malha ortogonal, a Rua 19, que prolongada pelo IC24 permite a ligação à auto-estrada A1 e à estrada nacional EN1; a Avenida 24, como eixo pertencente à estrada nacional N109 e a linha ferroviária Norte/Sul. A sua topografia é relativamente plana e sem grandes acidentes geomorfológicos, o que facilita a mobilidade populacional e automóvel no interior da cidade; a cidade encontra-se claramente exposta ao Oceano Atlântico em toda a sua frente ocidental, pelo que não se estranharão todas as ocorrências citadas no contexto histórico que se segue.



Figura 4.1 – Área Metropolitana do Porto (EUrosion, 2006).

4.1.1. CONTEXTO HISTÓRICO DA CIDADE

Os hábitos europeus começavam a ser badalados, as pessoas viviam a rua, e a atracção pelo mar tornava-se frequente na cidade de Espinho. Acorriam gentes de todas as proveniências, especialmente de fora do concelho (Vila da Feira, Oliveira de azeméis, e até do Porto), que construía as suas habitações sazonais, e ao mesmo tempo implantavam os seus negócios. Numa atmosfera animada, apareciam as primeiras indústrias, os primeiros hotéis, multiplicavam-se os cafés e os botequins, sendo que em 1874, se inaugurava a Estação de Espinho. A partir deste momento surgiu uma nova visibilidade, com um movimento de passageiros em duplicado na época balnear. A cidade era uma fonte de negócio e entretenimento, onde se implantaram fábricas como a fábrica de conservas “Brandão Gomes & C.A.” (Figura 4.2) e a “Fosforeira Portuguesa” (Figura 4.3), que hoje permanecem como património municipal (Pereira e Figueiredo, 2007).



Figura 4.2 – Fábrica de Conservas *Brandão Gomes & C.A* (Morais Gaio, 1999).



Figura 4.3 – Fábrica Fosforeira Portuguesa (Morais Gaio, 1999)

Este texto ilustra claramente a posição de Espinho face aos concelhos envolventes. É uma cidade ainda hoje imponente e dinâmica durante a época balnear, com um importante pólo comercial e turístico na periferia da Grande Área Metropolitana do Porto. Também talvez pela existência de espaços de diversão nocturna como o Casino de Espinho (Figura 4.4) ou o Bingo, é uma cidade com movimento mesmo durante o tempo invernos.



Fonte: www.skyscrapercity.com

Figura 4.4 – Casino de Espinho (esquerda) e Bingo (direita).

Ao longo dos anos a zona marginal foi violentamente fustigada pelo mar, por diversas vezes. Uma breve apresentação cronológica das principais ocorrências, acompanhadas pelos respectivos elementos fotográficos, justifica a frase supracitada.

1869 – 1874

“O ataque mais antigo e mais notável de que há notícias certas deu-se em 9 de Março de 1869, seguindo-se-lhe outro em 1871 e um terceiro em 1874” (Francisco Perdigão, 1931).

1880 – 1911

Perceptível pela Figura 4.5, este foi um período em que o recuo da vila de Espinho atingiu dimensões muito significativas e alarmantes. Entre 1908 e 1909 pôs-se em causa a sobrevivência da vila pois o mar havia já avançado aproximadamente 300 metros.

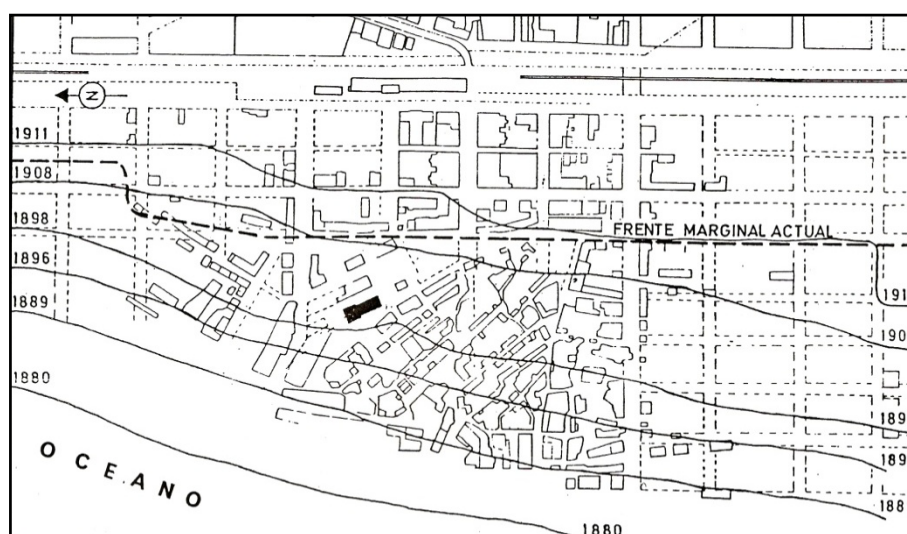


Figura 4.5 – Recuo da costa de Espinho entre 1880 e 1911 (Hidrotécnica, 1991).

Numa outra investida ocorrida em 1904, a Capela de Nossa Senhora da Ajuda, igreja matriz na altura, foi destruída (Figura 4.6).

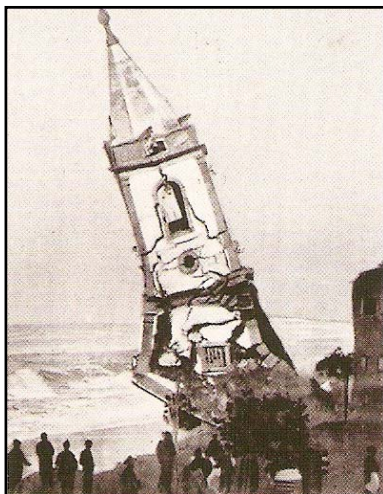


Figura 4.6 – Derrocada da Capela de Nossa Senhora da Ajuda, 1904 (Morais Gaio, 1999).

Em 1910 ocorreram vários temporais ao longo do ano, responsáveis pela destruição de vários metros da muralha que protegia a cidade (Figura 4.7).

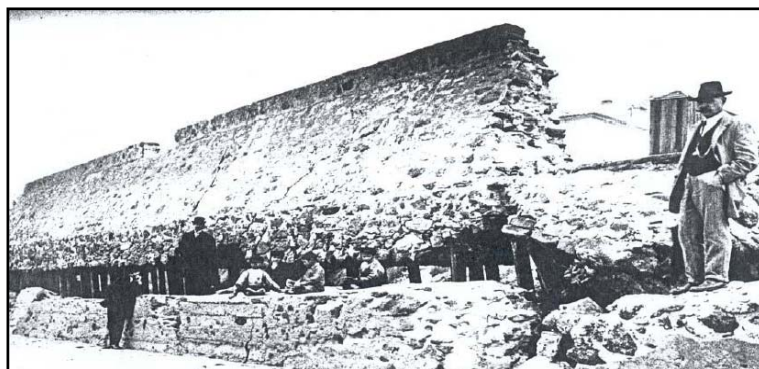


Figura 4.7 – Destruição do paredão que protegia a cidade, 1910 (Morais Gaio, 1999).

1912 - 1922

Devido à construção de 3 esporões, entre 1911 e 1918, a largura de praia teve um acréscimo considerável face aos recuos que vinha sofrendo até então.

1930-1950

Nas décadas de trinta e quarenta, o mar voltou a entrar em Espinho, destruindo parcialmente a piscina municipal (Figura 4.8) e as casas existentes até à fábrica “Brandão Gomes”. Forçadas a novas intervenções, as autoridades competentes prolongaram, em 1949, os esporões pré-existent e uma nova defesa aderente foi construída.



Figura 4.8 – Destruição parcial da piscina municipal, 1949 (*EUrosion*, 2006).

1969-1970

Novo prolongamento do esporão norte e sul da frente marítima da cidade em 1970 e 1969, respectivamente (Figura 4.9).



Figura 4.9 – Esporão norte de Espinho, 1970 (*EUrosion*, 2006).

1979

Uma nova investida violenta sobre Espinho destruiu o pavimento da marginal, bem como a parte norte da Avenida 8 (Figura 4.10).



Figura 4.10 – Tempestade sobre litoral espinhense, 1979 (EUrosion, 2006).

1981 – 1983

Uma vez que não só a piscina, como também o Casino de Espinho, passavam a estar ameaçados procedeu-se à construção de quatro grandes esporões, sendo que as duas estruturas principais foram construídas com tetrápodes de 30 ton na cabeça (Figura 4.11).



Fonte: IHRH, FEUP

Figura 4.11 – Construção do esporão norte, 1997.

1987 – 1989

Demolição dos 3 esporões construídos em 1912. Alimentação artificial da praia a norte do esporão da Marinha, à cota +6.00 (ZH) m.

1997

Reforço dos esporões de Espinho (esporão norte) e da Marinha (esporão sul), com o objectivo de aumentar a largura do coroamento para 8m, Anexo A.6.

2003

Nova investida, sem estragos significativos, já que a situação se manteve estável.

4.1.2. FENÓMENOS DE EROÇÃO EM ESPINHO

Os fenómenos de erosão da faixa costeira compreendida entre Espinho e Esmoriz datam de 1869 (*EUrosion*, 2006). Desde a construção das primeiras obras de protecção em Espinho em 1909, posteriormente destruídas em 1911, a linha de costa tem sofrido recuos e avanços sucessivos significativos, como se verifica pela cronologia já apresentada. A Figura 4.12 ilustra a evolução da linha de costa entre 1958 e 1988, provocada pelas obras de defesa costeira.



Figura 4.12 – Evolução da linha de costa da frente de Espinho de 1958 a 1988 (adaptado da Hidrotécnica, 1991)

Como medida para evitar o avanço do mar em direcção à cidade, o que afectaria grande parte das habitações litorais, o Casino de Espinho e a linha ferroviária Norte-Sul, foram construídos dois esporões de dimensões consideráveis, um a norte com 350m de comprimento, E_1 , e outro a sul de 400m, E_2 (Figura 4.13), e uma obra longitudinal aderente, OA, com determinada extensão para protecção da frente marginal de Espinho de 400m (Figura 4.14).



Figura 4.13 – Esporões norte e sul da frente litoral da cidade de Espinho (EUrosion, 2006).



Fonte: w3.ualg.pt/~jdias

Figura 4.14 – Obra longitudinal aderente da frente litoral da cidade de Espinho (Dias, A., 1994).

A situação encontra-se actualmente estabilizada. Todavia, é necessário averiguar quais os parâmetros utilizados para tal consideração. Se a estabilidade da marginal da cidade é verificada pela ausência de galgamentos sobre a mesma, a curto prazo, de facto a situação encontra-se estabilizada. Se, por outro lado, a segurança da zona passa por uma largura de praia tal, que durante um longo período de tempo, o mar não consiga alcançar a cidade, então estamos perante uma situação de risco. Deste modo, a situação em que se encontra a frente litoral de Espinho pode ser avaliada como não estabilizada a longo prazo.

A apreciação da actual largura de praia, compreendida entre os dois principais esporões existentes, particularmente na zona central da marginal, leva a concluir que a mesma é bastante reduzida e já apresenta alguns sinais de erosão. A zona em causa, limitada pelo rectângulo amarelo apresentado na Figura 4.15, embora apresente acreções entre 1993 e 2003, apresenta uma evolução da largura de praia bastante diminuta.



Figura 4.15 – Largura de praia, compreendida na faixa amarela (adaptado de Pires, 2006).

As medidas aplicadas outrora têm-se mostrado ineficazes face à continuada erosão localizada no interior da baía. Assim, com a ocorrência de sucessivas tempestades, em pouco anos a extinção deste areal será concretizada, pelo que medidas de prevenção devem ser aplicadas num futuro próximo.

4.1.3. CARACTERIZAÇÃO SOCIOECONÓMICA DA CIDADE

A área de frente litoral em consideração, onde se encontra grande parte do sector proeminente da restauração, constitui a principal zona de prática balnear; é o espaço litoral de lazer primordial da cidade, um ponto de encontro com grande movimento de pessoas, residentes ou não no concelho (Figura 4.16). Muito aprazível nos dias de sol, este exhibe também grandes potencialidades turísticas nocturnas devido à presença, já citada, do Casino de Espinho e do Bingo. Estes espaços, localizados na marginal, constituem grandes contributos económicos para a cidade, visto que uma quota-parte das suas receitas “reverte” para os cofres do Município de Espinho.



Fonte: www.cm-espinho.pt

Figura 4.16 – Vista da zona marginal da cidade de Espinho adjacente à zona de intervenção, em época balnear.

Nos últimos anos tem sido clara a evolução social da zona marginal, pois também graças às actividades aquáticas, em particular, à prática de *surf* e de *bodyboard* (Figura 4.17), na marginal verifica-se um aumento significativo de circulação de pessoas. Estando assim a área balnear dotada de óptimas condições para a prática destas modalidades desportivas, a permanência dos seus praticantes e admiradores é considerada uma mais-valia para o desenvolvimento económico local. Visto que a prática de desportos náuticos e aquáticos é um pouco dispendiosa, julga-se que as pessoas que o pratiquem por conta própria possuam algum poder económico. No entanto, sabe-se que nem todos os desportistas possuem um médio/elevado poder económico, já que há outros praticantes como os “aprendizes de época balnear”, que iniciam a prática de tais modalidades.



Fonte: www.jf-espinho.pt

Figura 4.17 – Prática de desportos aquáticos nas praias de Espinho.

Na cidade de Espinho é também realizada anualmente, na época alta, uma competição de voleibol ao nível internacional, que atrai milhares de turistas nacionais e estrangeiros para a cidade (Figura 4.18).



Fonte: www.skyscrapercity.com

Figura 4.18 – Torneio de voleibol anual na praia da Baía, Espinho.

É ainda de salientar que recentemente a Piscina Solário Atlântico, localizada na marginal, sofreu muito recentemente uma remodelação completa, ao nível exterior e interior (Figura 4.19), que tem atraído desde então centenas de veraneantes durante o período estival. As vistas sobre a linha do horizonte e a praia adjacente que o utilizador pode usufruir contribuem também para uma maior afluência.



Fonte: www.skyscrapercity.com

Figura 4.19 – Piscina Solário Atlântico após a remodelação.

Numa perspectiva global, de acordo com o inquérito realizado na zona costeira de Espinho, *EUrosion*, 2006, a população inquirida tem uma boa percepção das praias em termos de conforto, exposição, serviços disponíveis, dinâmica do espaço, morfologia e forma das mesmas, bem como das acessibilidades disponíveis. Espinho é indubitavelmente uma das melhores zonas balneares da costa Portuguesa Atlântica norte (*EUrosion*, 2006).

4.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL DE INTERVENÇÃO

4.2.1. AGITAÇÃO MARÍTIMA

4.2.1.1. Introdução

A agitação marítima da faixa costeira Caminha – Cabo Mondego é considerada a mais energética e dinâmica da faixa costeira portuguesa, pelo que constitui uma das principais condicionantes do projecto.

Face à complexidade de avaliação das suas características, este projecto teve por base os dados recolhidos da estação direccional de Leixões, em Matosinhos, a publicação EUrosion, 2006, e uma comunicação do Instituto Hidrográfico, Costa *et al.*, 2001. De reconhecido interesse para o projecto e dimensionamento de estruturas e instalações costeiras, esta comunicação permitiu conferir a informação disponibilizada de Leixões, já que foram caracterizadas as condições médias globais, as condições médias sazonais e as condições extremas, na costa oeste de Portugal. Porém, a avaliação comparativa foi um processo complexo, já que as condições de recolha e tratamento de dados das duas referências não foram realizadas de igual modo, dada a escassez evidente de registos em Leixões.

Os registos fornecidos pelo IHRH – FEUP, respeitantes aos registos de Leixões contemplam os anos constantes na Tabela 4.1. O símbolo (x) presente na mesma tabela representa a existência de registos para um dado ano, num dado mês. No Anexo A.1 encontra-se uma tabela-exemplo do ano 2006, relativa aos registos anuais detalhados com a informação alturas de onda máximas e períodos de pico.

Tabela 4.1 – Registos mensais de agitação de Leixões.

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Ano 2006	(x)		(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
Ano 2005	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
Ano 2004	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
Ano 2003	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)			(x)	(x)	(x)	(x)
Ano 2002	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)		(x)			(x)	(x)
Ano 2001							(x)		(x)	(x)		(x)
Ano 2000	(x)	(x)		(x)								
Ano 1999	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)		(x)		(x)	(x)	(x)	(x)
Ano 1998			(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
Ano 1997	(x)		(x)		(x)	(x)		(x)	(x)	(x)	(x)	
Ano 1996			(x)	(x)	(x)				(x)	(x)	(x)	(x)
Ano 1995	(x)									(x)		
Ano 1994	(x)	(x)	(x)						(x)		(x)	(x)
Ano 1993										(x)	(x)	(x)

Ainda na Tabela 4.2 apresenta-se uma quantificação do número de registos anuais obtidos, útil na validação dos registos, como adiante se verá.

Tabela 4.2 – Número de registos de agitação anuais de Leixões.

Ano	2006	2005	2004	2003	2002	2001	2000	1999	1998	1997	1996	1995	1994	1993
Nº de registos	2532	2005	2532	882	954	270	400	912	682	410	396	53	447	152

Dada a falha de registos contínuos, estabeleceram-se os seguintes critérios de validação de dados:

- Anos com mais de 6 meses de registos;
- Anos com mais de 730 ondas registadas, o equivalente a, no mínimo, dois registos diários.

A Tabela 4.3 indica quais os anos que não respeitam uma ou duas das condições, encontrando-se os mesmos assinalados com N/A (condição não-aplicável). Conclui-se portanto que os anos de 2001, 2000, e 1998 a 1993 não apresentam os requisitos mínimos para serem considerados na avaliação dos parâmetros característicos da agitação.

Tabela 4.3 – Validação dos registos de agitação de Leixões.

<u>Critérios de Selecção</u>	2006	2005	2004	2003	2002	2001	2000	1999	1998	1997	1996	1995	1994	1993
Anos com mais de 6 meses de registos						N/A	N/A					N/A		N/A
Anos com mais de 730 ondas (2 por dia)						N/A	N/A		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Na costa oeste portuguesa as marés são do tipo astronómico e semi-diurnas, com ciclos de maré de 12h25, com propagação de Sul para Norte. A agitação marítima em Espinho tem características semelhantes às de Leixões, pelo que os parâmetros avaliados em Leixões são igualmente válidos para a zona de implantação da estrutura.

A Tabela 4.4 apresenta, de acordo com o Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos (IHRH), os níveis máximos e mínimos referentes às marés de preia-mar e baixa-mar ocorrentes em Portugal, referidas ao Zero Hidrográfico de Leixões (1.77 m abaixo do NMA), e a Tabela 4.5 as frequências de ocorrência de níveis superiores a 3.40m.

Tabela 4.4 – Elementos relativos a marés (IHRH, 1999).

MARÉS		COTAS (m)
Preia-mar	Máxima Excepcional	+ 4.04
	Viva média	+ 3.42
	Média	+ 2.96
	Morta Mínima	+ 2.00
Baixa-mar	Máxima	+ 2.00
	Média	+ 0.90
	Viva Média	+ 0.50
	Viva Mínima excepcional	- 0.20

Tabela 4.5 – Frequência de ocorrência de níveis de maré superiores a 3.40m (IHRH - FEUP, 1999).

MÊS	%
Novembro	3.7
Dezembro	2.8
Janeiro	1.7
Fevereiro	4.1

Salienta-se o facto de que, em projecto de estruturas de protecção costeira em Portugal, as marés meteorológicas não são tomadas em consideração, no entanto sabe-se que estas podem surtir efeitos aquando da ocorrência simultânea de marés astronómicas com tempestades.

De acordo com Costa *et al.*, 2001, a caracterização do clima de agitação deve ser realizada relativamente aos parâmetros altura de onda significativa, H_{M0} ou H_s , período de onda médio, T_{02} , período de pico, T_p , e direcção média do período de pico, T_{HTP} . As subsecções que se seguem apresentam a comparação entre os valores registados pelas estações da Figueira da Foz e Leixões, para os diferentes parâmetros.

4.2.1.2. Alturas de Onda

A análise de alturas de onda para o dimensionamento de estruturas costeiras deve incidir sobre valores extremos das alturas de onda significativas e sobre as alturas de onda máximas de acordo com o critério seleccionado, do local de implantação. Como foi mencionado no capítulo referente ao dimensionamento, a altura de onda de projecto deve ser conscientemente estipulada, podendo tomar valores elevados, se o critério da máxima altura de onda compatível com a profundidade for validado, mas nunca admitir valores por defeito que possam colocar em causa a estabilidade da estrutura face à agitação incidente. Assim, a avaliação da onda de projecto não deverá ser realizada, sem antes se efectuar uma análise global da agitação envolvente, designadamente, no que respeita a valores médios e extremos.

Relativamente aos valores médios globais do parâmetro altura de onda significativa, H_s , os valores mais frequentes na costa oeste, em particular na Figueira da Foz, situam-se na classe 1 a 2m; valores superiores a 3 m representam 22% dos registos. A média no mesmo local é de 2.2 m, com um desvio padrão de 1.1 m. Já em Leixões, o tratamento dos dados recolhidos aponta para uma altura de onda significativa média de 4.40 m com um desvio padrão de 0.96. Atendendo ao facto da quantidade reduzida de registos em Leixões, não se estranhará o baixo valor do desvio padrão relativo ao parâmetro altura de onda, podendo-se afirmar que o valor referido para H_s estará sobejamente elevado.

Costa *et al.*, 2001, defendem que à medida que se avança para norte ao longo da costa litoral, o clima de agitação é significativamente mais energético, pelo que não será de estranhar alturas de onda máximas de tempestade substancialmente maiores em Leixões, do que as verificadas mais a sul, na Figueira da Foz.

A mesma referência define que, em condições extremas, os períodos de temporal correspondem a alturas de onda significativas, H_{M0} , superiores a 4.50 m. Nesta área, apenas Leixões apresenta registos, designadamente uma altura de onda máxima registada em 2006, de 8.52 m.

Na Figueira da Foz sabe-se que acima dos 5 m, existem frequências de ocorrência de ondas dentro do intervalo 5 a 7 m da ordem dos 45% e, excepcionalmente, verificaram-se ondas com altura superior a 7 m.

Para efeitos de planeamento da construção será apropriado analisar a Figura 4.20, onde se apresentam as variações sazonais das alturas de onda significativas.

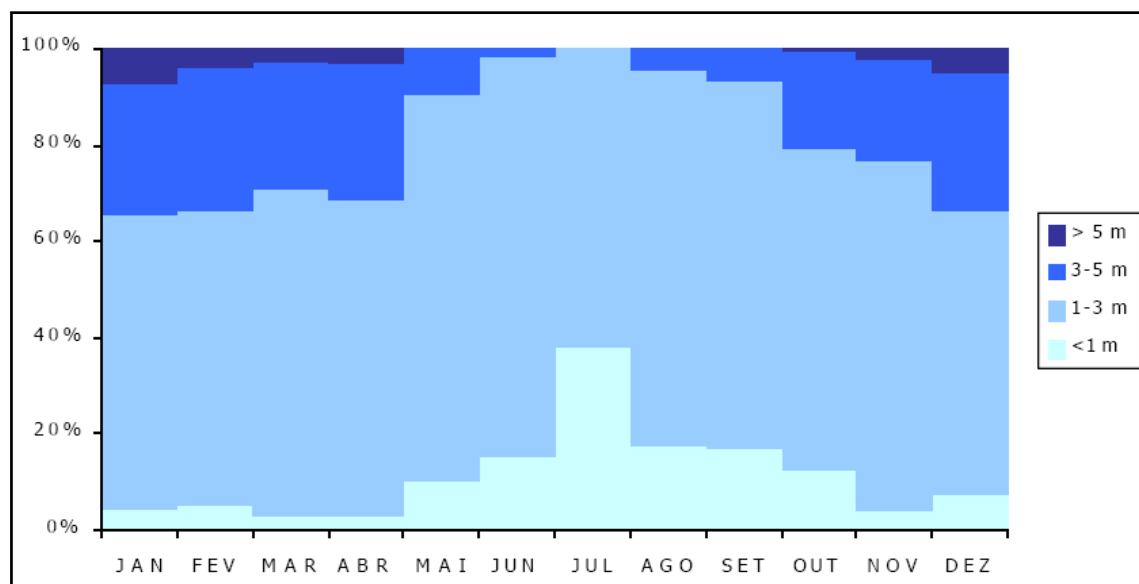


Figura 4.20 – Variação ao longo do ano da distribuição mensal de H_s na Figueira da Foz (adaptado de Costa *et al.*, 2001).

4.2.1.3. Períodos de Onda

Os períodos mais frequentes em Leixões, para as alturas de onda significativas médias entre 1 a 2m, variam entre 10, 11, 12 e 13 s. Na estação localizada mais a sul, os valores apresentados apontam para um limite superior um pouco mais elevado, pois para uma gama de alturas de onda 1-3m registam-se períodos entre os 11 e 15 s.

No que ao período de pico diz respeito, os 60% dos valores registados na Figueira da Foz situam-se dentro do intervalo de [9; 13] s, com um valor médio de 11.4 s. Em Leixões verifica-se um período de pico médio idêntico, igual a 11.2 s.

Visto que a cada altura de onda de tempestade corresponde um período associado, vejamos qual a gama de valores em que se enquadram.

Durante as tempestades ocorrentes na Figueira da Foz registaram-se períodos de 13 s. Já em Leixões verificou-se que no período de 2001 a 2002 as bóias registaram, para alturas de onda de 8m, períodos entre os 16 e 18 s. No entanto, de acordo com IHRH, 1993, os dados recolhidos entre 1981 e 1985 indicaram que a altura de onda significativa máxima alcançou os 9 m, com períodos menores de aproximadamente 10 s.

4.2.1.4. Direcção média associada ao período de pico

Quanto à direcção média associada ao período de pico, THTP, de facto os registos observados na Figueira da Foz indicam uma direcção predominante de NW (Figura 4.21). No entanto, sobre os dados de Leixões apenas se poderá referir que através da caracterização da direcção predominante das ondas entre 2001 e 2002, os resultados apontam para rumos NW, com frequências na ordem dos 44% aproximadamente, e a direcção WNW com 28% de ocorrências (Figura 4.22).

Relativamente ao período de tempestade, com ondas superiores a 5 m, regista-se na Figueira da Foz uma predominância das direcções NW e W.

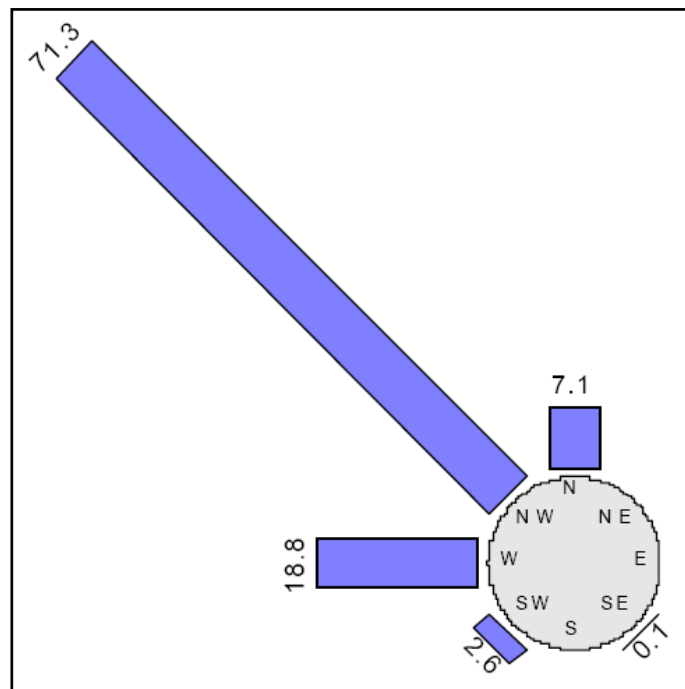


Figura 4.21 – Frequência da direcção das ondas registadas na estação da Figueira da Foz (adaptado de Costa *et al.*, 2001).

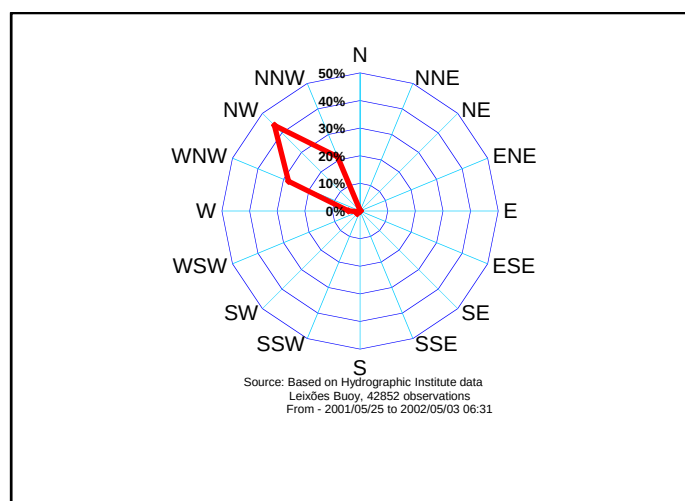


Figura 4.22 – Frequência da direcção das ondas registadas na bóia de Leixões (EUrosion, 2006).

Seguidamente, apresentam-se nas Tabelas 4.6 e 4.7 as características anteriormente enunciadas, para uma melhor percepção da comparação quantitativa.

Tabela 4.6 – Valores médios globais característicos da agitação na Figueira da Foz e em Leixões.

LOCAL	H_s [m]	T [seg]	Direcção
Figueira da Foz	2.20	11 - 15	NW
Leixões	4.40	10 - 13	WNW - NW

Tabela 4.7 – Valores extremos característicos da agitação na Figueira da Foz e em Leixões.

LOCAL	$H_{M\acute{A}X}$ [m]	T_p [seg]	Direcção
Figueira da Foz	5 - 7	11.4	W - NW
Leixões	> 8 (até 9)	11.2	WNW - NW

Na costa oeste podem ocorrer três tipos de temporal: o proveniente de oeste é o mais severo e persistente, mas menos frequente e sentido ao longo de toda a costa; o mais frequente, um pouco menos severo, proveniente de NW que pode ser sentido ao longo de toda a costa ou apenas na zona norte; e um outro proveniente de oeste, sentido apenas na parte sul da costa oeste com igual persistência e severidade (Costa *et al.*, 2001).

Para uma completa caracterização da agitação da zona central da praia onde se pretende intervir, resta referir que, as condições locais onde a estrutura projectada se insere apresentam condições de formação e propagação de ondas distintas das ondas geradas em grandes profundidades. Portanto os efeitos da redução da batimetria e os fenómenos de agitação locais, em particular a refacção, empolamento e difracção gerados pela presença dos esporões principais, originam alturas de onda reduzidas em relação às apresentadas anteriormente e direcções de propagação no interior da baía um pouco distintas das apresentadas, nomeadamente, segundo a direcção Oeste (W).

4.2.2. GEO-MORFOLOGIA DA COSTA

4.2.2.1. Introdução

Espinho exhibe uma costa arenosa aberta e exposta, com praias extensas, sem interrupções, mas na zona central dividida por estruturas de engenharia costeira, formando aí uma praia encaixada. Sendo tais obras responsáveis pela retenção a norte da deriva litoral proveniente de barlar, provocam a alteração do comportamento morfodinâmico das praias ao longo de todo o litoral da cidade.

A largura da praia central, compreendida entre os dois esporões principais, é assim reduzida pelas alterações acima referidas. A faixa costeira é formada por extensos corpos dunares quaternários, sendo que a transição entre a praia e a zona submersa é materializada por uma arribada talhada na duna. Os taludes submersos apresentam-se com uma inclinação média relativamente pequena, e com sistemas barra-fossa, ainda que fragilizados ou com reduzidas dimensões pela escassez sedimentar.

4.2.2.2. Topografia e Batimetria

O concelho de Espinho insere-se na chamada plataforma de abrasão, zona plana ao longo da costa atlântica caracterizada por amplas praias, onde os vales pouco profundos não são obstáculos naturais capazes de imprimirem a esta zona segmentação física do território.

A área de intervenção está inserida numa zona de caracterização simples, no que respeita aos acidentes topográficos, *EUrosion*, 2006. A área é praticamente linear relativamente aos taludes de terra e das praias, exibindo por vezes alguns afloramentos rochosos de reduzida elevação. Esta zona costeira por ser muito extensa, adquiriu com o decorrer dos anos uma planimetria muito uniforme, não menosprezando alguns trechos de inclinação batimétrica mais acentuada.

De acordo com o último levantamento batimétrico de que há referência (1988), Anexo A.2, procedeu-se à realização de cortes transversais, de 50 em 50m, do talude de praia resultante da construção das obras enraizadas, apresentadas no Anexo A.3 a uma escala distorcida e título de exemplo na Figura 4.23. Para a quantificação aproximada da inclinação do talude, onde possivelmente seria implantada, a estrutura elaborou-se a Tabela 4.8, com base nos índices estabelecidos nas secções transversais i_1 , para médias/grandes profundidades, i_2 , para a zona de implantação e i_3 , estabelecido na zona de pequenas profundidades, conforme se ilustra na Figura 4.23.

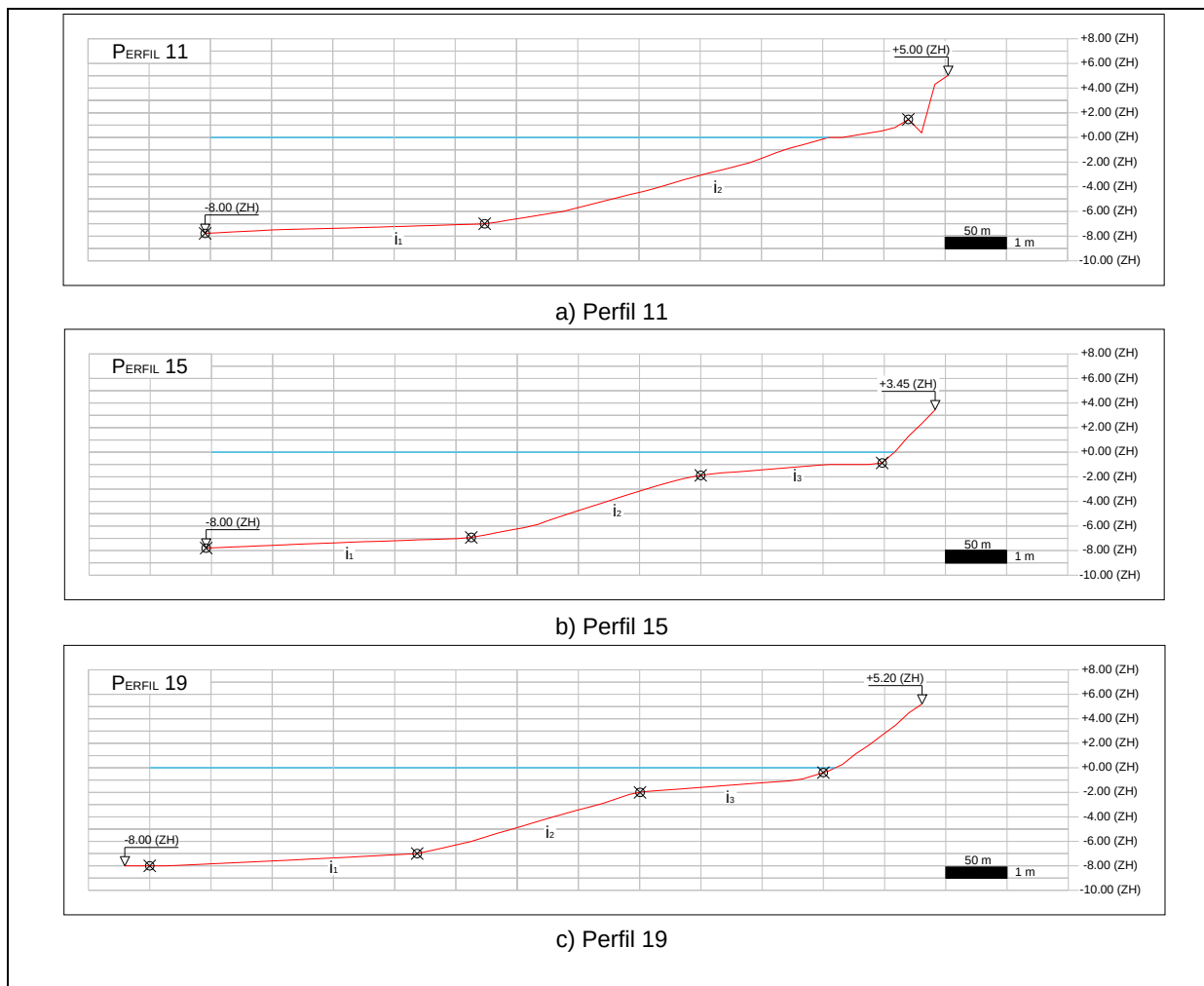


Figura 4.23 – Secções transversais do talude da praia em análise, com as respectivas inclinações.

Tabela 4.8 – Inclinação do talude de praia onde se localizará a estrutura destacada.

	i_1	i_2	i_3
Perfil 5	1/165	1/50	-
Perfil 6	1/150	1/50	-
Perfil 7	1/200	1/50	-
Perfil 8	1/200	1/45	-
Perfil 9	1/270	1/40	-
Perfil 10	1/280	1/40	-
Perfil 11	1/300	1/40	-
Perfil 12	1/300	1/40	-
Perfil 13	1/300	1/42	-
Perfil 14	1/300	1/45	-
Perfil 15	1/250	1/37	1/145
Perfil 16	1/250	1/35	1/165
Perfil 17	1/250	1/35	1/150
Perfil 18	1/250	1/37	1/130
Perfil 19	1/230	1/37	1/100
Perfil 20	1/230	1/37	1/100
Perfil 21	1/230	1/37	1/87
Perfil 22	1/175	1/40	1/87
Média =		1/40	

Embora caracterizada a inclinação do talude de praia em estudo, de 2.5%, deve ser tido em consideração que o perfil da praia apresenta variações sazonais significativas.

4.2.2.3. Características Sedimentares

A faixa costeira definida entre Ovar e Espinho é parcialmente constituída por formações dunares. Os seus sedimentos emersos são areias de granulometria grossa a média e, na zona submersa das praias, os sedimentos submersos característicos são areias médias a finas. (Figura 4.24)



Figura 4.24 – Geologia de Espinho (adaptado de Pires, 2006).

Pela mesma figura, verifica-se que a norte, os sedimentos emersos característicos da zona limitada por Espinho e pela foz do Rio Douro são igualmente constituídos por areias médias a grossas, entre 1 e 1.5 mm, compostas por quartzo, feldspato e fragmentos calcários

Relativamente aos taludes de praia submersa localizados na mesma zona, existem alguns afloramentos rochosos depositados nos taludes das praias entre Espinho e Granja, visíveis em baixa-mar. Os diâmetros médios das partículas presentes nos taludes submersos diminuem rapidamente, de areias grossas para médias, à medida que a distância da costa para barlamar aumenta. Quando as batimétricas são -10/-12.00m (ZH) a granulometria das areias passa de fina a muito fina.

4.2.2.4. Transporte Sedimentar

As correntes litorais da costa portuguesa ocidental actuam na direcção Norte-Sul, no entanto poderão ocorrer algumas excepções, nomeadamente, no que respeita às restingas formadas na foz dos rios portugueses confluentes no Oceano Atlântico.

Tais correntes apresentam elevada importância no processo de transporte sedimentar, que pela sua componente paralela que circula entre a zona de rebentação e a praia, permitem o assoreamento das zonas sujeitas a maiores energias de rebentação.

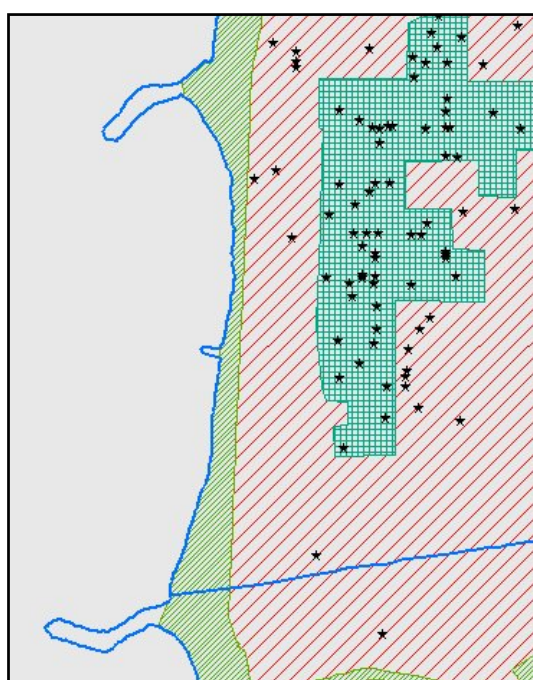
Nos dias de hoje, a principal fonte de sedimentos, o Rio Douro, apenas contribui com uma parte muito reduzida, estimada em 250.000 m³/ano, resultado da construção de obras de retenção redutoras do poder de erosão dos grandes caudais transportados até à sua construção. Para além desta redução volumica, subsistem ainda extracções do leito do Rio Douro de grandes quantidades de areia para a construção civil, que naturalmente afectam a circulação normal dos sedimentos arenosos.

Em Espinho, a situação começa a ser preocupante na medida em que a redução acentuada do transporte sedimentar, poder-se-á traduzir no aumento erosivo da zona central da marginal. Os sedimentos provenientes de norte são retidos, em grande parte a barlar do esporão norte, e em reduzida quantidade a norte do esporão sul.

4.2.3. USOS DA ZONA COSTEIRA

4.2.3.1. Usos do Solo

De acordo com a informação recolhida junto à Câmara Municipal de Espinho, a zona litoral de Espinho constitui uma área maioritariamente urbana, como se demonstra pela carta de ocupação do solo da cidade, Figura 4.25. Segundo a mesma referência, o tecido urbano, assinalado a traço vermelho, destina-se ao uso habitacional, de restauração e comércio, pelo que se considera uma mais-valia a requalificação da zona balnear envolvente, assinalada a traço verde-claro.



Fonte: www.cm-espinho.pt

Figura 4.25 – Carta de ocupação do solo da cidade de Espinho.

4.3. SOLUÇÕES E MEDIDAS

A mitigação do problema da diminuta largura de praia existente na frente marginal de Espinho apenas poderá passar por soluções estruturais. Actualmente, verifica-se que as estruturas de defesa costeira enraizadas não conseguem reverter a situação. Também não se prevê que uma alimentação artificial da praia sem outras medidas conjuntas, conforme executado em 1989, apresente uma eficiência significativa a longo prazo, pelo que se sugere a aplicação de quebramares destacados.

A implantação de uma estrutura destacada, singular e rectilínea, associada a uma alimentação artificial de praia poderia então melhorar significativamente as condições balneares. O seu modo de funcionamento hidráulico, já descrito em 2.4.4, permitiria alcançar perímetros balneares consideráveis.

Actualmente, a baía em análise apresenta correntes de difracção bastante pronunciadas que se estendem até ao talude emerso da praia. Embora exposta à agitação característica do Atlântico, considera-se que a zona de implantação se encontra relativamente abrigada, pelo encastramento entre os dois esporões de comprimentos consideráveis.

Em termos de soluções alternativas para a orientação do quebramar destacado, admite-se a possibilidade de tomar orientações da estrutura distintas, relativamente ao ângulo de propagação das ondas. O seu comprimento e largura, bem como a distância da estrutura à linha de costa, poderão também ser articulados de forma a minimizar os impactos visuais.

A orientação da estrutura de defesa costeira destacada poderá ser paralela à direcção Norte (N) ou Sudeste (SE), visto que as direcções dominantes de propagação das ondas dentro da baía são Oeste (W) e Oés-noroeste (WNW), sendo a primeira proveniente das correntes de difracção geradas pelas cabeças dos esporões. As direcções de propagação das ondas dominantes WNW são perfeitamente visíveis pela orientação da linha de praia a norte do esporão da Marinha (Figura 4.26).



Figura 4.26 – Orientação perpendicular a WNW, da linha de praia junto ao esporão sul.

Os parâmetros geométricos da estrutura, comprimento e largura de coroamento, e o seu afastamento à linha de costa constituíram uma das principais condicionantes ao projecto, pois houve necessidade de estabelecer um comprimento máximo longitudinal e transversal da estrutura, para que esta permitisse

uma circulação contínua das águas balneares. Todavia, se o comprimento referido fosse francamente reduzido com um afastamento à linha de costa considerável, a estrutura correria o risco de não apresentar qualquer eficiência quanto à retenção das areias a sotamar. Atendendo aos valores resultantes do método *JMC*, a articulação dos factores, comprimento e distância do quebramar à praia, foi realizada cuidadosamente, averiguando valores limites máximos de 400 m para ambos.

De modo a não afectar expressivamente as actividades balneares, lúdicas e recreativas, que decorrem na área a intervir, adoptaram-se cotas de fundação do quebramar próximas das batimétricas localizadas junto às cabeças dos esporões, ou seja, valores compreendidos entre -6.00 m (ZH) e -4.00 m (ZH). No entanto, identificada a irregularidade do talude percebeu-se desde logo o prolongamento da estrutura rectilínea assentaria em batimétricas variáveis.

O estudo da cota de coroamento foi realizado considerando alturas da estrutura variáveis entre 8.50 m e 10.50 m, relativamente a uma cota de fundação -5.00 m (ZH) na secção média da estrutura, isto é, cotas de coroamento entre +3.50 m (ZH) e +5.50 m (ZH).

Assim, no que respeita à definição estrutural foram idealizadas várias soluções:

- Quebramar destacado submerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento com a cota de coroamento +3.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado submerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento com a cota de coroamento +3.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento com a cota de coroamento +4.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento com a cota de coroamento +4.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento com a cota de coroamento +4.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento com a cota de coroamento +4.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento com a cota de coroamento +5.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento com a cota de coroamento +5.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado submerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +3.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado submerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +3.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +4.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +4.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +4.50 (ZH) m;

- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +4.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +5.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em enrocamento e geossintético, com a cota de coroamento +5.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado submerso rectilíneo, com orientação N-S, em geotubo com enchimento em areia e cota de coroamento +3.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado submerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em geotubo com enchimento em areia e cota de coroamento +3.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em geotubo com enchimento em areia e cota de coroamento +4.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em geotubo com enchimento em areia e cota de coroamento +4.00 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação N-S, em geotubo com enchimento em areia e cota de coroamento +4.50 (ZH) m;
- Quebramar destacado emerso rectilíneo, com orientação NNE-SSW, em geotubo com enchimento em areia e cota de coroamento +4.50 (ZH) m;

Outras formas, além do formato rectilíneo, poderiam ainda ser idealizadas, atendendo sempre aos aspectos funcionais da estrutura. Note-se que a alternativa quebramar submerso poderá ser questionada relativamente à segurança, pois se a prática dos desportos náuticos se localizar na zona onde se pretende implantar a estrutura, a medida poderá representar perigo para os utilizadores.

Após a análise das várias soluções adoptaram-se as seguintes características geométricas e construtivas: um perfil trapezoidal (núcleo, filtro e manto exposto) constituído por enrocamento granítico.

De seguida apresenta-se a memória descritiva e justificativa do projecto do quebramar destacado para a frente litoral de Espinho. Expõem-se os procedimentos de cálculo principais que permitiram a definição estrutural do quebramar destacado, bem como os desenvolvimentos futuros da linha de costa inerentes à definição da estrutura.

Por não constituir objecto de estudo a análise da solução óptima para a concepção estrutural do quebramar, será apenas apresentada uma única solução estrutural, baseada no perfil-tipo de um quebramar de taludes.

Será também exposto o processo construtivo adoptado, e os mapas de quantidades e medições do projecto correspondentes à solução preconizada.

5

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA DO PROJECTO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Esta memória descritiva e justificativa refere-se ao Projecto de um Quebramar Destacado para a Frente Marítima de Espinho. Os elementos escritos que se seguem apresentam várias soluções inicialmente idealizadas, sendo apresentada de forma mais detalhada a solução seleccionada.

São apresentados os dados de cálculo adoptados no projecto e definidas as alturas de onda e respectivos períodos a aplicar nas formulações correspondentes. De seguida, é exposto o dimensionamento estrutural e posteriormente o dimensionamento hidráulico onde se tentou prever o efeito sedimentar provocado a sotamar do quebramar destacado.

Definida a constituição interna do quebramar e a sua geometria, apresenta-se o método construtivo adequado à construção da estrutura, bem como o mapa de medições e quantidades.

5.2. ELEMENTOS DE BASE DE CÁLCULO

5.2.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

5.2.1.1. Pesos Específicos

Neste projecto foram apenas utilizados blocos de enrocamento naturais graníticos com o peso específico:

- Enrocamento emerso $\gamma_{\text{enr}} = 26.50 \text{ kN/m}^3$

O peso volúmico considerado para a água do mar foi de:

- Água do mar $\gamma_w = 10.25 \text{ kN/m}^3$

5.2.1.2. Coeficientes de Estabilidade do Enrocamento

Os valores seleccionados para o coeficiente de estabilidade, K_D , foram condicionados a uma percentagem de quedas de 2.0% a 2.5%, valores habitualmente considerados neste tipo de projectos. Uma vez que os valores sugeridos pelo SPM (1984) e pelo LNEC, sem data, Tabelas 3.2 e 3.3, são divergentes, foram seleccionados alguns coeficientes de estabilidade, a fim de serem avaliados os pesos unitários do manto resistente daí resultantes.

- SPM, 1984

Estrutura localizada na zona de rebentação, com blocos “lisos e arredondados”, dispostos em 2 camadas no manto resistente:

- Secção Corrente $K_D = 2.0$
- Secção da Cabeça..... $K_D = 1.6$

- LNEC

Percentagem de quedas de 2.0%:

- Probabilidade de Não Excedência: 0.01..... $K_D = 5.7$
- Probabilidade de Não Excedência: 0.05..... $K_D = 7.7$

Percentagem de quedas máxima de 2.5%

- Probabilidade de Não Excedência: 0.01..... $K_D = 6.4$

5.2.1.3. Coeficiente de Forma

Cur/Ciria, sem data, avaliaram vários coeficientes de forma para as distintas situações, das quais se elegeu o coeficiente de forma de acordo com as seguintes características:

- Blocos rochosos e irregulares com colocação especial $K_A = 1.10$

5.2.2. ACÇÕES

Nesta secção pretende-se quantificar as acções a que um quebramar destacado está sujeito, quando localizado na zona central da praia de Espinho, ou seja, avaliar as características da agitação marítima incidente. Para tal foi necessário definir o nível máximo de maré que poderá ocorrer na zona norte de Portugal, em particular nas proximidades de Espinho, ou seja em Leixões, onde existem registos conhecidos, bem como as alturas de onda e os seus períodos associados, necessários ao dimensionamento hidráulico e estrutural.

5.2.2.1. Características da Maré

A construção dos esporões norte e sul de Espinho, Hidrotécnica, 1991, baseou-se num nível de preia-mar de 3.50 m. No entanto, para o dimensionamento do quebramar destacado admitiu-se um nível de preia-mar de águas vivas de 4.00 m, de ocorrência excepcional, o que permite efectuar um dimensionamento com um acréscimo de segurança. A proximidade entre Leixões (Matosinhos) e Espinho, de aproximadamente 25 km, permitiu, para efeitos de cálculo, considerar os registos de agitação marítima recolhidos em Leixões, em grandes profundidades, que podem também ser considerados válidos para a faixa costeira de Espinho. No entanto, para efeitos de comparação da altura de projecto com as alturas de onda significativas e máximas, recorreu-se aos valores apresentados nas Tabelas 4.6 e 4.7, correspondentes a registos obtidos ao largo da Figueira da Foz e de Leixões.

5.2.2.2. Alturas de Onda

- Altura de Onda H_{05} .

Para aplicação do método do *Japanese Ministry of Construction* ao projecto, apresentado na secção 3.1.3.2, a altura de onda correspondente à média das 5 mais altas alturas de onda em águas profundas que ocorrem num ano, H_{05} , foi avaliada com base nos registos de Leixões, apresentados na secção 4.2.1.1, Tabela 4.3.

O processo de avaliação consistiu então em calcular a média das 5 maiores alturas de onda dos registos de cada ano, e aplicar o mesmo processo ao conjunto de alturas de onda dos anos válidos (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Alturas de onda H_{05} em Leixões.

Ano	H_{05} [m]
2006	8.15
2005	7.61
2004	6.47
2003	6.37
2002	7.26
1999	6.98
<u>MÉDIA</u> =	7.14

Concluindo, o valor considerado neste projecto, para a altura de onda média das 5 maiores alturas de onda dos registos de cada ano, H_{05} , é de 7.14 m.

- Altura de Onda H_{012} .

A altura de onda excedida 12 horas por dia, H_{012} , a considerar no método González e Medina, 2001, foi obtida através de formulações indirectas, por não se encontrarem referências quanto à metodologia de cálculo a efectuar ou quanto ao ano adequado a considerar na avaliação da altura de onda referida.

O procedimento assentou então numa avaliação temporal probabilística. De acordo com os registos de alturas de onda, o parâmetro H_{012} apresenta uma probabilidade $(1/P \cdot 100)\%$ de ser excedida igual a:

$$\frac{12h}{365 \text{ dias} \times 24h} = 0.0014 \Rightarrow 1/P = 730$$

Para avaliar a altura de onda desejada foi, também, necessário estimar a altura de onda média quadrática H_{rms} , de cada ano de registo, segundo a equação (5.1).

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{\sum_1^N H^2}{N}} \quad (5.1)$$

Através da expressão (5.2) calculou-se a altura de onda H_{012} , relativamente a cada ano analisado, com base na distribuição de Rayleigh:

$$H_{012} = \sqrt{\ln(1/p)} H_{rms} \quad (5.2)$$

A estimativa da altura de onda excedida 12 horas por dia a empregar no dimensionamento hidráulico foi avaliada pela média de todas as alturas de onda anuais H_{012} obtidas, obtendo-se um valor de 8.00 m.

Na tabela que se segue, Tabela 5.2, apresentam-se todos os valores anuais respeitantes às alturas de onda H_{rms} e H_{012} .

Tabela 5.2 – Alturas de onda H_{rms} e H_{012} em Leixões.

Ano	H_{RMS} [m]	H_{012} [m]
2006	2.89	7.42
2005	2.35	6.03
2004	2.45	6.29
2003	3.20	8.21
2002	3.93	10.10
1999	3.86	9.92
<u>MÉDIA</u> =	-	8.00

- Altura de Onda de Projecto, H_{proj} .

Os modelos semi-empíricos apresentados na secção 3.2, para o dimensionamento estrutural, exigem a quantificação prévia da altura de onda de projecto, H_{proj} .

A gama de valores das alturas de onda de projecto adoptadas no dimensionamento da cabeça dos esporões principais de Espinho, Hidrotécnica, 1991, foi de $7.0 \text{ m} < H_{proj} < 9.5 \text{ m}$. Sendo um dos objectivos, não permitir grandes galgamentos, os valores apresentados resultaram da aplicação do critério da maior altura de onda compatível com a profundidade (expressão (3.22)), com cotas de fundo compreendidas entre -4.00 m (ZH) e -7.00 m (ZH) e um nível de preia-mar de 3.50 m.

Com a finalidade de perceber qual a relação entre as alturas de onda consideradas em 1983 e a informação apresentada, recorreu-se a várias formulações numéricas, avaliando qual o desvio em relação ao resultado obtido. Os critérios aplicados a este caso foram: o critério de onda máxima já referido, a Teoria Linear – Solução de Airy, o critério de Battjes e Jassen (1978), o critério modificado de Miche (1951), o critério de Booji *et al.* (1999), o critério de Nelson (1994, 1997) e o de Baldock *et al.* (1998).

De acordo com a tabela constante no Anexo A.4 verificou-se que, pelo critério de Battjes e Jassen (1978), há uma menor variação entre as alturas de onda de projecto adoptadas e calculadas de, aproximadamente, 0.50 m; enquanto que pelo critério da máxima altura de onda compatível com a profundidade o desvio máximo é de 1.31 m, abaixo das alturas de onda consideradas. Esta avaliação comparativa permitiu concluir que, se forem aplicados, os critérios de Miche (1951), e de Booji *et al.* (1999) devem ser convenientemente analisados, pois verificou-se que os valores resultantes dos mesmos apresentavam valores muito distintos em relação aos restantes, nomeadamente, com desvios de aproximadamente 3 m abaixo dos expectáveis.

Ao longo dos anos as referidas estruturas têm demonstrado um comportamento estrutural muito satisfatório, o que permite afirmar que os blocos do seu manto resistente estarão correctamente dimensionados, apesar da necessidade de algumas obras de reparação.

Por se entender que para uma estrutura galgável, como o quebramar em questão, a opção altura de onda máxima compatível com a profundidade é demasiado conservadora, foram consideradas outras abordagens. Assim, para o projecto em causa foram estudadas e comparadas com os registos de alturas de onda apresentados na secção 4.2.1, as diversas considerações das alturas de onda, designadamente, pelos critérios: (a) altura de onda significativa ou do terço médio superior, H_s , (b) altura de onda igual à média entre a maior altura de onda compatível com a profundidade e a altura de onda significativa, $\frac{H_{m\acute{a}x} + H_s}{2}$, e (c) a altura de onda do décimo superior, $\bar{H}_{1/10}$.

O cálculo das alturas de onda H_s e $\bar{H}_{1/10}$ foram realizados de acordo com as expressões (3.23) e (3.24), previamente apresentadas.

A Tabela 5.3 exhibe, para as diversas profundidades d consideradas, os respectivos valores de alturas de onda de projecto, H_{proj} .

Tabela 5.3 – Alturas de onda para as cotas de fundo -6.00, -5.00 e -4.00 m (ZH), de acordo com os critérios (a), (b) e (c), em Espinho.

<u>1º Critério:</u> Maior altura de onda compatível com a profundidade (a)					
Cota de Fundo, Z_{fundo} [m]	N_{pmav} [m]	d [m]	$H_{m\acute{a}x}$ [m]	H_s [m]	H_{proj} [m]
-6.00	4.00	10.00	7.80	4.43	4.43
-5.00	4.00	9.00	7.02	3.99	3.99
-4.00	4.00	8.00	6.24	3.55	3.55
<u>2º Critério:</u> Média da altura de onda significativa com a maior altura de onda compatível com a profundidade (b)					
Cota de Fundo, Z_{fundo} [m]	N_{pmav} [m]	d [m]	$H_{m\acute{a}x}$ [m]	H_s [m]	H_{proj} [m]
-6.00	4.00	10.00	7.80	4.43	6.12
-5.00	4.00	9.00	7.02	3.99	5.50
-4.00	4.00	8.00	6.24	3.55	4.89
<u>3º Critério:</u> Altura de onda média do décimo superior (c)					
Cota de Fundo, Z_{fundo} [m]	N_{pmav} [m]	d [m]	$H_{m\acute{a}x}$ [m]	H_s [m]	H_{proj} [m]
-6.00	4.00	10.00	7.80	4.43	5.63
-5.00	4.00	9.00	7.02	3.99	5.07
-4.00	4.00	8.00	6.24	3.55	4.50

Conforme os valores apresentados, é possível verificar que para qualquer cota de fundo, o primeiro critério subestima as alturas de onda de projecto relativamente à altura de onda máxima, $H_{m\acute{a}x}$. Por outro lado, o segundo critério apresenta valores consideravelmente próximos da altura de onda avaliada pelo critério (c). Assim, de acordo com as indicações constantes no *Shore Protection Manual*, 1984, e pela avaliação comparativa entre as diferentes alturas de onda obtidas, optou-se por utilizar a altura de onda média do décimo superior, $\bar{H}_{1/10}$, indicada para estruturas de génese flexível ou de difícil reparação. A validação desta decisão foi concretizada pela comparação entre as alturas de onda médias do décimo superior obtidas e as mesmas alturas de onda verificadas em Leixões (para grandes profundidades).

O procedimento de cálculo das alturas de onda do décimo superior a partir dos dados válidos de Leixões, foi efectivado com base nos valores conhecidos de H_{rms} (Tabela 5.2), que através da expressão (5.3) permitiram estimar os valores das alturas de onda significativas.

$$H_s = \sqrt{2} H_{rms} \quad (5.3)$$

Posteriormente, aplicando a equação (3.24) aos valores de H_s também conhecidos, obtiveram-se os valores médios anuais de $\bar{H}_{1/10}$, iguais a:

Tabela 5.4 – Alturas de onda médias anuais do décimo superior em Leixões.

Ano	H_{MAX} [m]	H_s [m]	$\bar{H}_{1/10}$ [m]
2006	8.52	4.09	5.19
2005	8.12	3.32	4.22
2004	6.61	3.47	4.40
2003	6.79	4.52	5.74
2002	7.39	5.56	7.06
1999	7.38	5.46	6.94
MÉDIA =	-	4.40	5.59

Tabela 5.5 – Altura de onda máxima compatível com a profundidade, altura de onda significativa, altura de onda média do décimo superior, Espinho *versus* Leixões.

Local	H_{MAX} [m]	H_s [m]	$\bar{H}_{1/10}$ [m]
Espinho	7.02	3.99	5.07
Leixões	8.52	4.40	5.59

De acordo com a Tabela comparativa 5.5, para uma cota de fundo média de -5.00 m (ZH), os valores de Leixões são efectivamente maiores quando comparados com os admitidos em projecto. Porém, é de salientar o facto de que a estrutura destacada será implantada a profundidades reduzidas, quando comparadas com as profundidades em que se encontram as bóias das estações direccionais. Por este motivo concluiu-se que a alturas de onda de projecto $\bar{H}_{1/10}$ adoptada neste projecto é perfeitamente admissível.

- Altura de Onda Significativa, H_s .

A avaliação das alturas de onda significativas no local de intervenção, Espinho e em águas profundas, Leixões, foi realizada por processos de cálculo distintos.

A altura de onda significativa local foi determinada a partir de formulações baseadas em agitação irregular, designadamente, pela expressão (3.23), tendo resultado num valor aproximado de 4.00 m para uma profundidade de água de 10 m e uma altura de onda máxima de 7.02 m.

A altura de onda significativa em grandes profundidades, parâmetro a empregar no cálculo do coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001, corresponde ao valor médio das alturas de onda significativas de Leixões, de 4.40 m (Tabela 5.4).

5.2.2.3. Períodos de Onda

- Período de Onda T_{05} .

Analogamente ao procedimento de cálculo efectuado para H_{05} , foram determinados os períodos médios anuais T_{05} dos registos válidos, e posteriormente, calculou-se o valor médio dos mesmos. Na Tabela 5.6 encontram-se os resultados parciais, isto é os períodos correspondentes às alturas de onda H_{05} , bem como o valor adoptado em projecto de 15.3 s, necessário na avaliação do comprimento de onda L_{05} , a utilizar no método do *Japanese Ministry of Construction*.

Tabela 5.6 – Períodos de onda T_{05} associados às alturas de onda H_{05} .

Ano	T_{05} [s]
2006	14.70
2005	17.90
2004	15.50
2003	16.70
2002	13.30
1999	13.30
<u>MÉDIA</u> =	15.30

- Período de Onda T_{012} .

Para a quantificação do período de onda associado a cada altura de onda H_{012} recorreu-se à formulação desenvolvida por Bretschneider, 1959, expressão (5.4), parametrizada em ordem à variável pretendida. Aplicada a fórmula a todos os registos anuais válidos, com um período de pico médio anual, T_p , e a probabilidade P , exposta em 4.3.3.2, obteve-se o período T_{012} correspondente a cada ano (Tabela 5.7).

$$T_{012} = T_p \times \left(\frac{\ln P}{-0.675} \right)^{1/4} \quad (5.4)$$

Tabela 5.7 – Períodos de Onda, T_{012} , associados a alturas de onda, H_{012} , em Leixões.

Ano	$T_{012}^{\text{Bretschneider}}$ [s]
2006	19.3
2005	19.6
2004	19.8
2003	19.9
2002	20.2
1999	19.8
<u>MÉDIA</u> =	19.8

O valor a aplicar em projecto de valor igual a 19.8 seg, corresponde à média de todos os períodos de onda anuais, T_{012} , calculados.

▪ Período de Pico, T_p .

O período de pico considerado no dimensionamento estrutural foi obtido pela média dos valores médios anuais válidos registados em Leixões. Estes foram igualmente calculados pela média dos registos mensais constantes de cada ano válido.

Os valores anuais dos períodos de pico, bem como o valor médio considerado em projecto, encontram-se na Tabela 5.8. Relativamente ao período característico de onda de 12 s, adoptado no projecto dos esporões da marginal de Espinho, o valor do período de pico igual a 11.2 s assume-se como um valor de projecto aceitável.

Tabela 5.8 – Períodos de pico médios anuais em Leixões.

Ano	T_p [s]
2006	10.9
2005	11.1
2004	11.2
2003	11.2
2002	11.4
1999	11.2
<u>MÉDIA =</u>	11.2

5.3. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA

5.3.1. LOCALIZAÇÃO DO QUEBRAMAR DESTACADO

O quebramar destacado localizar-se-á entre os esporões norte e sul da marginal da cidade de Espinho, mais especificamente, na zona central compreendida entre as cabeças dos mesmos. A estrutura de defesa costeira terá uma orientação Norte-Sul, por se pretender a formação de um tómbolo a sotamar da estrutura perpendicular à linha de costa. Visto que na área de intervenção, uma das direcções de propagação das ondas frequentes é a direcção Oeste (W) tomou-se a orientação referida como a mais indicada.

Contudo, não se exclui a possibilidade de se adoptarem outras direcções se, através de uma análise mais aprofundada, se verificarem resultados mais favoráveis, designadamente, no que respeita às condições e características da formação sedimentar a sotamar da estrutura para as diferentes orientações da mesma. Por exemplo, a solução poderia passar pela implantação da estrutura na direcção perpendicular a WNW, já que a orientação WNW constitui também uma das direcções predominantes na propagação das ondas junto ao esporão sul de Espinho, conforme se verifica na Figura 4.27.

5.3.2. CARACTERÍSTICAS DO QUEBRAMAR DESTACADO

5.3.2.1. Condições de Implantação

Para a implantação e verificação hidráulica do quebramar destacado adoptou-se o perfil 15, como perfil-tipo do talude submerso da praia. Uma vez que este apresenta uma inclinação de 1:37, não representativa dos restantes perfis onde a estrutura ficará implantada optou-se pela inclinação média dos taludes submersos do local de implantação, ou seja 1:40.

Aquando da análise da resposta da linha de costa, através do método JMC, verificou-se que a cota de fundo intermédia, que futuramente motivaria a formação desejada a sotamar do quebramar destacado um tómbolo, apresentava um valor de -5.00 m (ZH), como adiante se demonstrará em §5.5. A consideração de uma cota de fundo correspondente ao perfil intermédio da estrutura, para efeitos de dimensionamento estrutural e hidráulico, é justificável face à irregularidade batimétrica, observada ao longo do desenvolvimento longitudinal da estrutura.

É de salientar que as considerações acima citadas foram tomadas de acordo com o levantamento topohidrográfico de 1988, ou seja, perfeitamente desactualizado à data actual. A validade das mesmas considerações deveria ser apurada através de um novo levantamento batimétrico da zona em análise.

5.3.2.2. Forma

O comprimento e a largura do coroamento do quebramar destacado finais adoptados serão de 360 m e 17.7 m, respectivamente. Os taludes do manto exposto terão inclinações de 2:1, no talude anterior e nas cabeças, e de 3:2, no talude posterior. Em planta, o quebramar apresentará uma largura de fundação equivalente a 68 m e um desenvolvimento aproximado de 421 m.

O coroamento da estrutura destacada estará à cota +5.00 m (ZH), por questões hidráulicas e de enquadramento paisagístico que afectam consideravelmente a formação de um tómbolo a sotamar do quebramar.

Inicialmente, em estudo prévio, uma das cotas de coroamento ponderadas foi a cota +3.50m (ZH), ou seja, um quebramar submerso na presença do nível de preia-mar de águas vivas de 4 m. Conforme se comprovará adiante, concluiu-se que esta solução não permitia a formação desejável de um tómbolo a sotamar da estrutura mas sim de uma saliência. Como tal a ideia de um quebramar destacado que não interferisse significativamente ao nível morfológico e visual teve de ser abandonada. Outras cotas de coroamento inicialmente pensadas, +4.00 e +4.50 m (ZH), de acordo com a aplicabilidade de cada critério de dimensionamento estrutural e hidráulico, foram criteriosamente analisadas e excluídas, por não se ajustarem aos requisitos expectáveis.

O seu perfil transversal será constituído pelos seguintes elementos: manto resistente, sub-camada e risberma, e núcleo, sendo que o núcleo e parte da fundação serão materializados em enrocamento de TOT. O manto resistente será composto por duas camadas de enrocamento no talude, e uma única camada no seu coroamento, e a sua fundação assentará sobre uma risberma convenientemente definida. No coroamento da estrutura serão aplicados blocos de remate assentes sobre a sub-camada em número de 10, para a secção corrente, e para a secção da cabeça serão aplicados 11 blocos. Serão também aplicadas duas camadas de enrocamento em toda a extensão da sub-camada.

A fim de garantir uma fundação devidamente regularizada e pouco susceptível a roturas por infra-escavações várias soluções foram preconizadas. Assim, para a cota de fundo -5.00 m (ZH), as duas soluções a ponderar são a aplicação de um filtro em tela geotêxtil e a execução da fundação em enrocamento, suficientemente extensa e protegida das acções das ondas.

5.3.2.3. Plataforma de Construção

A plataforma de construção, em TOT, assentará sobre o coroamento da sub-camada, elevada a uma cota de +4.00 m (ZH), com uma largura de construção de 7.6 m. A cota de trabalho poderá ser elevada e atingir uma cota de +6.00 m (ZH), caso o estado da agitação local assim o exija.

Posteriormente, a mesma plataforma será rebaixada à cota de projecto da sub-camada para se proceder à finalização do coroamento exposto, conforme se expõe na secção 6.1.2. Esta medida visa minimizar os problemas de construção associados a quebramares de baixa cota de coroamento e garantir a segurança dos trabalhadores e equipamentos de construção, uma vez que as reduzidas cotas de coroamento não permitem a permanência dos mesmos na plataforma.

5.4. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

5.4.1. INTRODUÇÃO

Apresenta-se de seguida o dimensionamento estrutural do quebramar destacado para o perfil corrente e para o perfil da cabeça.

O dimensionamento estrutural foi executado apenas para o talude de inclinação 2:1, e não para o talude com inclinação de 3:2, adoptando-se posteriormente o mesmo peso e dimensão característica dos blocos para os mantos anterior e posterior. Esta decisão permite não só simplificar o processo construtivo, como também minimizar os custos inerentes aos tempos de colocação, já que estes tendem a ser mais demorados, quanto maior o detalhe do projecto.

Avaliados os pesos dos blocos do manto resistente da secção corrente e da cabeça, como se de um quebramar não galgável se tratasse, aplicou-se o coeficiente de redução do diâmetro médio dos blocos, R_p . A aplicação deste coeficiente foi realizada para atender à ocorrência de galgamentos sobre a estrutura, e à minimização da solicitação da estrutura.

A decisão final do peso unitário dos blocos do manto resistente assentou numa avaliação comparativa entre os resultados das diversas formulações. Foi ainda realizada uma comparação entre o valor final adoptado e o peso dos blocos do manto exposto, existentes nos esporões norte e sul de Espinho.

5.4.2. PESOS UNITÁRIOS DOS BLOCOS DO MANTO RESISTENTE – PERFIL CORRENTE

5.4.2.1. Dimensionamento pela fórmula de Hudson

De acordo com o método de cálculo exposto em §3.2.2, foi aplicada a expressão (3.25) à secção corrente, com os diferentes coeficientes de estabilidade, K_D , apresentados anteriormente. Os pesos unitários foram então convertidos em diâmetros para posterior afectação pelo coeficiente de redução, R_p . Uma primeira estimativa dos pesos unitários pela fórmula de Hudson, W_{Hudson} , e respectivos diâmetros, D_{n50} , para quebramares não galgáveis e com inclinação dos taludes de 2:1, é apresentada nas Tabelas 5.9 a 5.12.

Tabela 5.9 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=2.0$ (SPM).

H_{proj} [m]	Material	γ_{enr} [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	cotg θ	K_D^{SPM}	W_{Hudson} [kN]	D_{n50} [m]
5.07	Rochoso e irregular	26.5	10.25	2	2	217	2.02

Tabela 5.10 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=5.7$ (LNEC).

H_{proj} [m]	Material	γ_{enr} [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	cotg θ	K_D^{LNEC}	W_{Hudson} [kN]	D_{n50} [m]
5.07	Rochoso e irregular	26.5	10.25	2	5.7	76	1.42

Tabela 5.11 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=7.7$ (LNEC).

H_{proj} [m]	Material	γ_{enr} [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	cotg θ	K_D^{LNEC}	W_{Hudson} [kN]	D_{n50} [m]
5.07	Rochoso e irregular	26.5	10.25	2	7.7	57	1.29

 Tabela 5.12 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para $K_D=6.4$ (LNEC).

H_{proj} [m]	Material	γ_{enr} [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	cotg θ	K_D^{LNEC}	W_{Hudson} [kN]	D_{n50} [m]
5.07	Rochoso e irregular	26.5	10.25	2	6.4	68	1.37

Em termos de pesos unitários, é perfeitamente visível a discrepância de valores, provocada pela variação significativa dos coeficientes de estabilidade. No entanto a maior disparidade de pesos é observada entre o peso determinado a partir do parâmetro K_D , obtido pelo *Shore Protection Manual*, e os pesos calculados com os parâmetros de estabilidade determinados pelo LNEC, já que a relação entre os mesmos ultrapassa o dobro.

Sendo o critério de Hudson, um método de dimensionamento frequentemente adoptado em casos reais, repara-se que o coeficiente de estabilidade pode motivar diferenças significativas, em termos de pesos unitários. Assim, para uma avaliação fundamentada dos resultados até aqui obtidos, procedeu-se à aplicação dos critérios de dimensionamento já referidos na secção 3.2.

5.4.2.2. Dimensionamento pela fórmula de Powell e Allsop

O dimensionamento estrutural efectuado nesta secção permitiu enquadrar os pesos determinados pelos restantes processos. Por não se verificarem algumas das condições, em particular, o campo de aplicação da relação R_c/d , não foram considerados como pesos válidos para aplicação à estrutura. De acordo com as já apresentadas curvas de estragos (Figuras 3.15 e 3.16), verifica-se a aplicabilidade das mesmas para os casos em que a relação R_c/d iguale um dos valores, para os respectivos regimes de onda. Assim, através da tabela seguinte, é possível averiguar que em nenhuma das situações, nomeadamente, para uma estrutura com cota de fundo de -5.00 m (ZH) e de coroamento de +4.00 m (ZH), +4.50 m (ZH) ou +5.00 m (ZH) (Tabela 5.13), esta metodologia é aplicável. Como adiante se perceberá o regime de ondas é do tipo curto, pelo que os valores de aplicabilidade expostos na tabela seguinte dizem respeito ao mesmo regime.

 Tabela 5.13 – Relação R_c/d para diferentes cotas de coroamento e limites de aplicação.

Z_{fundo} [m]	Z_c [m]	N_{pmav} [m]	R_c [m]	d [m]	R_c/d	Valores de R_c/d (Curva de Estragos 1 e 2)
-5.00	+ 4.00 (ZH)	4.00	0.00	9.0	0.00	0.23
	+ 4.50 (ZH)	4.00	0.50		0.06	0.38
	+ 5.00 (ZH)	4.00	1.00		0.11	0.57

Verificada a aplicabilidade do método em questão a quebra-mares de baixa cota de coroamento, optou-se por realizar a quantificação dos pesos unitários dos blocos do manto resistente para a secção corrente, apenas para comparação posterior com os resultados obtidos através dos restantes métodos de dimensionamento estrutural.

De acordo com a secção 3.2.3, para as duas variantes de cálculo apresentadas por Powell e Allsop, foi necessário definir o parâmetro percentagem de estragos.

Atendendo ao nível de estragos admitido nos restantes critérios foram seleccionadas percentagens de estragos de 2.5% e 5%. Adoptando, o período de pico de 11.2 s, a relação H_{proj}/L_{op} , altura de onda de projecto/comprimento de onda ao largo, permitiu concluir que o local de intervenção se encontra num regime de ondas curtas, isto é, $s_{op} < 0.03$.

Por conseguinte, as constantes A e B aplicadas na expressão (3.28) foram 0.008 e 2.31, respectivamente, das quais resultaram valores para o parâmetro de estabilidade adimensional, N_s de:

Tabela 5.14 – Parâmetros de estabilidade adimensional, N_s .

H_{proj} [m]	T_p [seg]	L_{op} [m]	s_{op}	Tipo de Onda	A	B	$N_s^{2.5\%}$	$N_s^{5.0\%}$
5.07	11.2	195.51	0.026	Onda Curta	0.008	2.31	2.487	2.787

A aplicação da expressão (3.27) permitiu definir os diâmetros médios dos blocos do manto resistente, D_{n50} , para os diferentes níveis de estragos e, posteriormente, calculou-se o respectivo peso, $W_{P\&A}$ (Tabelas 5.15 e 5.16).

Tabela 5.15 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{P\&A}$, para 2.5% de estragos.

H_{proj} [m]	N_s	γ [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	D_{n50} [m]	$W_{P\&A}$ [kN]
5.07	2.487	26.5	10.25	1.28	56

Tabela 5.16 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{P\&A}$, para 5.0% de estragos.

H_{proj} [m]	N_s	γ [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	D_{n50} [m]	$W_{P\&A}$ [kN]
5.07	2.787	26.5	10.25	1.15	40

Analogamente ao método anterior, calcularam-se os parâmetros de estabilidade espectral, N_s^* , para percentagens idênticas, pela variante de cálculo que considera a agitação irregular, Tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Parâmetros de estabilidade espectral, N_s^* .

H_{proj} [m]	T_p [seg]	L_{op} [m]	s_{op}	Tipo de Onda	A	B	$N_s^{*2.5\%}$	$N_s^{*5.0\%}$
5.07	11.2	195.51	0.026	Onda Curta	0.0059	1.07	5.653	6.301

Recalcularam-se os pesos unitários dos blocos do manto resistente (Tabelas 5.18 e 5.19) através da determinação da dimensão D_{n50} pela expressão (3.30).

Tabela 5.18 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{P\&A}$, para 2.5% de estragos.

H_{proj} [m]	N_s^*	γ [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	L_{op} [m]	D_{n50} [m]	$W_{P\&A}$ [kN]
5.07	5.653	26.5	10.25	195.51	1.91	185

Tabela 5.19 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{p\&a}$, para 5.0% de estragos.

H_{proj} [m]	N_s^*	γ [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	L_{op} [m]	D_{n50} [m]	$W_{p\&a}$ [kN]
5.07	6.301	26.5	10.25	195.51	1.71	133

A análise das tabelas acima apresentadas, em termos de pesos unitários, permite concluir que a consideração de um regime de agitação irregular conduz a valores expressivamente elevados, quando comparados com os pesos determinados pela primeira variante de cálculo. Uma vez que esta não introduz qualquer efeito característico da agitação irregular e, é apenas válida para quebramares não galgáveis, será de considerar os valores dos pesos unitários constantes nas Tabelas 5.18 e 5.19 para a avaliação comparativa final. Os resultados validados foram obtidos para quebramares não galgáveis. Todavia, se os pesos determinados pela primeira formulação fossem aplicados, seria necessário considerar posteriormente o galgamento da estrutura. Assim, o efeito a ter em conta seria concretizado pela aplicação do factor redutor R_p ao diâmetro D_{n50} , que proporcionaria pesos consideravelmente reduzidos, conduzindo a uma subdimensionamento da estrutura.

5.4.2.3. Dimensionamento pela fórmula de van der Meer

Atendendo a que o quebramar destacado em questão se encontrará sujeito, em geral, a uma agitação do tipo irregular, foram dimensionados os blocos do manto resistente do perfil corrente. Para a caracterização do tipo de rebentação definiram-se os seguintes parâmetros:

Tabela 5.20 – Parâmetros para a avaliação do peso unitário dos blocos do manto resistente do talude anterior do quebramar destacado.

Parâmetro	Fonte	Valor
Porosidade, P	Figura 3.19 (d)	0.4
$\tan \theta$	-	0.5
Duração de tempestade (h)	Estofa da PMAV	3
Nº de ondas, N_z	-	965
Nível de Estragos, S	Tabela 3.4	2
Δ	-	1.59

O número de ondas N_z foi obtido dividindo a duração da tempestade pelo período de pico característico de cada onda, o qual não excedeu as 7500 ondas. A quantificação da duração da tempestade baseou-se na estofa da preia-mar de águas vivas verificada em Leixões de 3 horas.

A partir dos valores tabelados foi possível caracterizar o tipo de rebentação para identificar a expressão da secção 3.2.5 a aplicar no cálculo dos blocos do manto resistente do talude anterior. A rebentação identificada é portanto do tipo mergulhante, uma vez que pela aplicação das expressões (3.37) e (3.38), se verifica que o número de Iribarren, ξ_m , é inferior ao crítico, ξ_{mc} (Tabela 5.21).

Tabela 5.21 – Classificação do tipo de rebentação.

Número de Iribarren		Tipo de Rebentação
ξ_{mc}	ξ_m	
3.77	3.11	Mergulhante

Desta forma, a expressão a aplicar no dimensionamento dos blocos para um quebramar não galgável é a expressão (3.39) de onde resultam os seguintes valores:

Tabela 5.22 – Diâmetro médio, D_{n50} , e peso unitário, $W_{\text{van der Meer}}$

H_{proj} [m]	T_p [seg]	L_{op} [m]	s_{op}	P	N_z	Rebentação	ξ_m	D_{n50} [m]	$W_{\text{Van der Meer}}$ [kN]
5.07	11.2	195.51	0.026	0.4	965	Mergulhante	3.11	1.85	169

5.4.2.4. Dimensionamento pela fórmula de Vidal *et al.*

A quantificação do peso dos blocos através da determinação dos diâmetros médios dos blocos, pelas formulações de Vidal *et al.*, baseou-se no seccionamento da estrutura, pelos comportamentos distintos dos elementos constituintes do quebramar, quando sujeitos à altura de onda de projecto, H_{proj} .

A determinação prévia dos diâmetros D_{FS} , D_{BS} , D_{FH} , D_{BH} , e D_C exigiu a quantificação dos respectivos parâmetros das alturas adimensionais de água acima do coroamento, F_d , igual a R_c/D .

As cotas de coroamento do quebramar destacado inicialmente consideradas foram de +4.00, +4.50, +5.00 e +5.50 m (ZH). A selecção de uma cota de coroamento, que posteriormente permitisse definir o parâmetro R_c , assentou na conjugação de dois factores primordiais à sua determinação: a minimização do impacto visual que a cota de coroamento da estrutura poderá causar e a maximização da sua eficiência quanto ao funcionamento hidráulico, já que quanto mais elevada for a cota de coroamento, maior será a acumulação sedimentar a sotamar da estrutura. Como se demonstrará na secção 5.5, a cota de coroamento elegida, que considera as condições referidas foi de +5.00 m (ZH). Esta cota traduz-se numa altura livre acima do nível de preia-mar, R_c , de 1.00m.

Definido o parâmetro R_c , foi também necessário quantificar, por uma formulação semi-empírica, os pesos unitários e respectivos diâmetros, dos blocos do manto resistente de um quebramar não galgável, com inclinações de taludes de 2:1 para a secção da cabeça e perfil corrente e, de 3:2, apenas para o perfil corrente, $D_{H\infty}$, $D_{\infty 1}$ e $D_{\infty 2}$, respectivamente (Tabela 5.23).

A formulação elegida para determinação dos referidos pesos, para o perfil corrente, foi a de van der Meer, 1988, a qual se encontra devidamente apresentada na secção anterior para o talude 2:1, tendo sido igualmente aplicada para o talude 3:2, onde apenas foi alterado o valor da tangente do talude.

É de salientar que, no caso da determinação do peso dos blocos da cabeça de um quebramar não galgável, com inclinação de 2:1, foi aplicado ao peso unitário dos blocos da secção corrente do mesmo quebramar, com inclinação idêntica, um factor de majoração de 1.5, representativo de um acréscimo de 50% do peso inicial, Vidal *et al.*, 2001.

Tabela 5.23 – Parâmetros para a avaliação dos pesos unitários das secções do quebramar destacado.

Estrutura Não-Galgável (van der Meer, 1988)				
Talude 2:1 - Manto Resistente	$W_{\text{Perfil Corrente}}$	169 kN	$D_{\infty 1}$	1.87 m
	$W_{\text{Perfil Cabeça}}$	260 kN	$D_{H\infty}$	2.15 m
Talude 3:2 - Manto Resistente	$W_{\text{Perfil Corrente}}$	253 kN	$D_{\infty 2}$	2.14 m

Definidos todos os parâmetros intervenientes na determinação dos pesos dos blocos das diferentes secções do quebramar destacado, e de acordo com a sequência de cálculo apresentada em §3.2.4, foram assim determinados os diâmetros das respectivas secções e os seus pesos correspondentes (Tabelas 5.24 a 5.27).

Note-se que o parâmetro C^{-1} corresponde às relações apresentadas na secção já referida, respeitantes aos números de estabilidade de cada secção, por exemplo o factor C^{-1} da expressão (3.32) é igual ao valor da relação $\frac{N_{FS\infty}}{N_{FS}(F_{d1})}$.

No Anexo A.5 encontram-se os números de estabilidade de cada secção, para os diferentes valores de F_d , resultantes das curvas de estabilidade apresentadas na Figura 3.18.

Tabela 5.24 – Diâmetros médios, D_{FS} , e pesos unitários, W_{FS} , dos Taludes Anteriores.

Identificação do Talude	F_d	Factor C^{-1}	D_{FS} [m]	W_{FS} [kN]
1	0.54	0.77	1.44	77
2	0.46	0.76	1.64	115

Tabela 5.25 – Diâmetros médios, D_C , e pesos unitários, W_C , do Coroamento.

F_d	Factor C^{-1}	D_C [m]	W_C [kN]
0.61	0.98	1.61	108

Tabela 5.26 – Diâmetros médios, D_{BS} , e pesos unitários, W_{BS} , do Talude Posterior.

F_d	Factor C^{-1}	D_{BS} [m]	W_{BS} [kN]
0.61	0.86	1.41	72

Tabela 5.27 – Diâmetros médios, D_{BH} , e pesos unitários, W_{BH} , da Cabeça Posterior.

F_d	Factor C^{-1}	D_{BH} [m]	W_{BH} [kN]
0.47	0.77	1.66	118

Na Tabela 5.28 apresentam-se os valores finais relativos às várias secções da estrutura galgável, o que não aconteceu com os resultados provenientes das formulação anteriores, por ainda ser necessário aplicar o factor redutivo do diâmetro médio dos blocos e a quantificação dos pesos unitários dos blocos localizados na cabeça do quebramar.

Tabela 5.28 – Pesos unitários, $W_{vidal et al.}$.

Secção	Inclinação do Talude	Pesos Unitários
Talude Anterior	(2:1)	77 kN
Coroamento	(0:0)	108 kN
Talude Posterior	(3:2)	72 kN
Cabeça Posterior	(2:1)	118 kN
Cabeça Anterior	(2:1)	118 kN

Comparativamente aos valores dos pesos unitários de cotas de coroamento mais baixas do que a considerada, os pesos são desprezavelmente mais reduzidos e aquando de um aumento da cota de coroamento de 0.50m, os pesos unitários dos blocos também não apresentam significativa variação.

5.4.3. PESOS UNITÁRIOS DOS BLOCOS DO MANTO RESISTENTE – PERFIL DA CABEÇA

Sendo a zona da cabeça de um quebramar destacado, a mais sensível deste tipo de estruturas, por estar sujeita à acção directa das ondas, rebentação, difracção, galgamentos e ao facto de ter, no lado posterior uma inclinação negativa, podendo ocorrer a sucção dos blocos. Por isso, entendeu-se que seria aconselhável majorar a segurança desta área.

Porém, tal consideração foi apenas aplicada ao critério de Hudson, já que os critérios de Powell e Allsop não são aplicáveis ao caso em estudo, o critério de Vidal *et al.* apresenta um dimensionamento próprio para a secção em questão e van der Meer conduz a pesos unitários dos blocos do manto resistente consideravelmente elevados ao longo de toda a estrutura.

No caso do dimensionamento do peso unitário dos blocos do manto resistente, localizados na cabeça do quebramar, adoptou-se uma majoração do peso dos blocos do manto resistente da secção corrente de 50%, como referido em §5.4.2.4. A majoração consistiu assim em aplicar o factor de 1.5 aos pesos inicialmente calculados sem afectação do coeficiente de redução do diâmetro médio dos blocos, somente àqueles pesos advindos dos coeficientes K_D obtidos pelo LNEC (Tabela 5.29). Note-se que tal como sucede com os pesos da secção corrente, também os valores dos pesos unitários dos blocos localizados na cabeça apresentam uma gama bastante extensa, motivada pelos diferentes valores de K_D .

Tabela 5.29 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para a secção da cabeça (LNEC).

Secção Corrente			Secção da Cabeça		
K_D^{LNEC}	W_{Hudson} [kN]	D_{n50} [m]	$f_{cabeça}$	W_{Hudson} [kN]	D_{n50} [m]
5.7	76	1.42	1.5	114	1.63
7.7	57	1.29	1.5	86	1.48
6.4	68	1.37	1.5	102	1.57

Para o caso em que os pesos foram calculados com base nos coeficientes de estabilidade do SPM, 1984, referentes à zona da cabeça do quebramar, dentro da zona de rebentação, obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 5.30.

Tabela 5.30 – Peso unitário, W_{Hudson} , e diâmetro médio, D_{n50} , para a secção da cabeça e $K_D=1.6$ (SPM).

$H_{projecto}$ [m]	Material	γ_{enr} [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	$\cotg \theta$	K_D^{SPM}	W_{Hudson} [kN]	D_{n50} [m]
5.07	Rochoso e irregular	26.5	10.25	2	1.6	271	2.17

5.4.4. FACTOR DE REDUÇÃO DO DIÂMETRO MÉDIO DOS BLOCOS, R_p .

O factor de redução do diâmetro médio dos blocos, apresentado na secção 3.2.5, expressão (3.42), permite assim considerar não haver solicitação tão directa e exposta como nos quebramares de taludes tradicionais pela possibilidade de ocorrência de galgamentos sobre a estrutura.

Foi portanto aplicado a todos os pesos validados anteriormente, para o perfil corrente e cabeça, excluindo os pesos resultantes do critério de Vidal *et al.*, o factor R_p .

Conforme se expôs, o factor em questão apresenta condições de aplicabilidade, no que concerne ao parâmetro adimensional da altura livre acima do nível de preia-mar, R_p^* . O cálculo deste parâmetro, pela expressão (3.41) e atendendo a uma cota de coroamento de +5.00 m (ZH), resultou num valor de 0.0127. Comparativamente aos limites impostos inferior e superiormente, de 0 e 0.052, respectivamente, considera-se um valor perfeitamente aceitável.

Validada a aplicabilidade da expressão (3.42) foi calculado o valor de R_p considerando uma altura de onda igual à altura de onda de projecto, obtendo-se um valor de 0.84, dentro do intervalo de aplicabilidade [0.8;1.0].

Os resultados dos pesos unitários e respectivos diâmetros afectados do factor de redução do diâmetro encontram-se nas Tabelas 5.31, para o perfil corrente, e 5.31 para a secção da cabeça.

Tabela 5.31 – Diâmetros médios, D_{n50} , e pesos unitários, W , afectados do factor de redução, R_p , para o perfil corrente.

Critério	W [kN]	D_{n50} [m]	R_p	$R_p \times D_{n50}$ [m]	W_{final} [kN]
Hudson	217	2.02	0.84	1.20	46
	76	1.42		1.09	34
	57	1.29		1.16	41
	68	1.37		1.70	130
van der Meer	169	1.85		1.56	100

Tabela 5.32 – Diâmetros médios, D_{n50} , e pesos unitários, W , afectados do factor de redução, R_p , para a secção da cabeça.

Critério	W [kN]	D_{n50} [m]	R_p	$R_p \times D_{n50}$ [m]	W_{final} [kN]
Hudson	114	1.63	0.84	1.37	68
	86	1.48		1.24	51
	102	1.57		1.32	61
	271	2.17		1.83	162

5.4.5. PESOS UNITÁRIOS DOS ELEMENTOS

5.4.5.1. Manto Resistente

Para uma melhor percepção da gama de valores até agora calculados apresentam-se de seguida tabelas simplificadas, onde se encontram todos os pesos unitários dos blocos do manto resistente dos taludes anterior e posterior galgáveis do perfil corrente, Tabela 5.33, e da secção da cabeça, Tabela 5.34.

Os principais parâmetros envolvidos na quantificação dos pesos referidos foram a cota de fundo dada pela batimétrica local de -5.00 m (ZH), a cota de coroamento de +5.00 m (ZH) e uma altura de onda de projecto de 5.07 m.

Tabela 5.33 – Pesos unitários dos blocos do manto resistente para o perfil corrente.

Condições Específicas	Critérios de Dimensionamento			
	Hudson [kN]	Powell e Allsop [kN]	Vidal <i>et al.</i> [kN]	van der Meer [kN]
$K_D^{LNEC} = 5.7$	46	-	-	-
$K_D^{LNEC} = 7.7$	34	-	-	-
$K_D^{LNEC} = 6.4$	41	-	-	-
$K_D^{SPM} = 2.0$	130	-	-	-
N_S (2.5 % Estragos)	-	31	-	-
N_S (5.0 % Estragos)	-	22	-	-
N_S^* (2.5 % Estragos)	-	102	-	-
N_S^* (5.0 % Estragos)	-	73	-	-
-	-	-	77	-
-	-	-	-	100

Tabela 5.34 – Pesos unitários dos blocos do manto resistente para a secção da cabeça.

Condições Específicas	Critérios de Dimensionamento			
	Hudson [kN]	Powell e Allsop [kN]	Vidal <i>et al.</i> [kN]	van der Meer [kN]
$K_D^{LNEC} = 5.7$	68	-	-	-
$K_D^{LNEC} = 7.7$	51	-	-	-
$K_D^{LNEC} = 6.4$	61	-	-	-
$K_D^{SPM} = 1.6$	162	-	-	-
N_S (2.5 % Estragos)	-	N/A	-	-
N_S (5.0 % Estragos)	-	N/A	-	-
N_S^* (2.5 % Estragos)	-	N/A	-	-
N_S^* (5.0 % Estragos)	-	N/A	-	-
-	-	-	118	-
-	-	-	-	N/A

Perante a gama de valores apresentada para o manto resistente do perfil corrente do quebramar destacado e avaliando a relação entre estes e o peso dos blocos do coroamento pelas formulações de Vidal *et al.*, adoptou-se para a mesma secção um peso unitário de 100 kN, ou seja, 10 ton.

Pelas figuras apresentadas nos Anexos A.7 e A.8, respeitantes à composição estrutural actual do esporão Norte, de Espinho, é possível verificar que no manto resistente do perfil P1 se encontram blocos de pesos unitários entre as 12 a 15 toneladas, a sotamar, ou seja do lado mais protegido da agitação incidente, e que na cabeça do mesmo esporão, perfil P2, são já utilizados tetrápodes de 30 toneladas. O facto destes últimos apresentarem um peso unitário significativamente elevado, deveu-se a um dimensionamento estrutural parametrizado por uma altura de onda de projecto baseada no critério da altura de onda máxima compatível com a profundidade. Ainda que se verifiquem alguns galgamentos durante a vida útil da estrutura, em projecto estes foram considerados reduzidos por se tratar de uma estrutura não galgável.

Como no caso do quebramar destacado em questão se verifica que as alturas de onda máximas compatíveis com a profundidade são limitadas pelos registos de Leixões, e é também tida em consideração a possibilidade de ocorrência de galgamentos sobre a estrutura, o peso unitário referido de 100 kN parece ser um valor aceitável.

É ainda de salientar que, no recentemente construído quebramar destacado do molhe sul da foz do Douro, se colocaram, no manto resistente dos taludes anterior e posterior, blocos cúbicos Antifer™ com um peso unitário de 80 kN, inferior ao adoptado no quebramar destacado de Espinho. Esta comparação foi realizada dada a semelhança entre as características estruturais do molhe sul e as do quebramar destacado em questão, já que a sua cota de fundação varia entre as batimétricas -5.00 e -4.00 m (ZH), o seu comprimento longitudinal é um pouco mais extenso, a cota de coroamento é de +6.00 m (ZH).

Relativamente ao peso unitário dos blocos do manto resistente da cabeça do quebramar, optou-se por adoptar um peso de referência de 120 kN, ou seja, 12 ton. A majoração do peso dos blocos da secção corrente do quebramar pelo seccionamento da estrutura de Vidal *et al.* e, o resultado exagerado da fórmula de Hudson, aquando da aplicação do coeficiente de estabilidade do SPM levou à consideração do referido peso.

Sendo o intervalo admissível de gradação dos blocos de [75%,125%], adoptou-se assim o intervalo de 90kN a 150kN para o peso dos blocos do manto resistente da cabeça, e de 75kN a 125kN para a secção corrente.

Comparativamente aos pesos dos blocos do manto resistente do talude posterior do esporão norte de Espinho, o valor encontra-se perfeitamente enquadrado, considerando sempre a possibilidade de ocorrência de galgamentos.

5.4.5.2. Sub-Camada, Núcleo e Risberma

A definição dos pesos dos blocos para os elementos da sub-camada, do núcleo e da risberma foi realizada de acordo com o procedimento exposto em §3.3.1.

Atendendo às recomendações de dimensionamento do CEM, 2003, e ao intervalo de gradação referido, a sub-camada será constituída por blocos de 8-13 kN e no núcleo do quebramar será aplicado enrocamento TOT. Na risberma anterior da secção corrente e em ambas as risbermas da secção da cabeça serão excepcionalmente, aplicados blocos com o dobro do peso dos blocos da sub-camada, para atender a problemas de infra-escavação, ou seja de, 15-25 kN; já na risberma do talude posterior da secção corrente serão aplicados blocos com pesos de 8-13 kN, conforme sugere o CEM, 2003.

5.4.5.3. Fundação

Se a solução passar pela aplicação de um filtro geossintético, este deverá ser convenientemente protegido por uma camada inferior de brita de 0.20 m e por uma camada superior de enrocamento de T.O.T com 0.50 m de espessura, para evitar a fuga dos finos da fundação, de acordo com o exemplo sugerido na Figura 3.24. Antes da aplicação da camada de brita e, se possível, já que a estrutura assenta em fundos móveis, deve ser executada uma escavação que regularize o fundo onde a fundação da estrutura será implantada, ou mesmo em toda a extensão transversal da estrutura.

No caso de se prever uma fundação em enrocamento sobre um fundo aluvionar, esta pode ser eficaz se o seu desenvolvimento transversal for consideravelmente extenso, pois de outra forma os finos serão arrastados e o fenómeno de infra-escavação avançará.

Também neste caso se poderá optar por uma prévia dragagem das areias superficiais, ou não, para que, se for o caso, se consiga alcançar algum substrato rochoso ou apenas para função de regularização.

Conforme o exposto na secção 3.3.2, pode ser também aplicada a malha regular geométrica, dotada de blocos de betão, que fixem a fundação.

Para averiguar quais as condições reais em que a estrutura será implantada, e por conseguinte, definir correctamente o tipo de fundação da estrutura, será conveniente realizar uma sondagem para avaliação das características geológicas e sedimentares locais.

5.4.6. GEOMETRIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL

As características geométricas da secção corrente e da cabeça do quebramar destacado, nomeadamente, pesos unitários dos blocos e espessura das camadas, encontram-se nos Anexos A.16 e A.17, respectivamente, salientando-se o facto das dimensões características correspondentes, e_{Δ} , terem sido calculadas pela expressão (3.47).

5.5. CONCEPÇÃO HIDRÁULICA

5.5.1. INTRODUÇÃO

Como resultado da construção do quebramar destacado para a frente litoral de Espinho, é desejável a ocorrência de um tómbolo. Tal facto, acompanhado de uma boa circulação das águas possibilitará assim a criação de condições para uma agradável zona balnear e uma maior extensão linear e transversal da praia.

A concepção hidráulica teve por base o método desenvolvido pelo Ministério Japonês da Construção (JMC) já referido na secção 3.1.3. Este, aliado às formulações empíricas apresentadas em §3.1.2, permitiu correlacionar os diversos parâmetros intervenientes no processo, nomeadamente, a altura do quebramar destacado, a largura da “saliência” desejada, a distância da linha de costa à estrutura e o seu comprimento longitudinal.

A conjugação dos parâmetros descritos realizou-se até se alcançar uma quantidade apreciável de respostas da linha de costa com tómbolo, pelos modelos empíricos. Contudo, para a aplicação de alguns modelos, como Pilarczyk (2003) e Hanson e Krause (1989, 1990), existe uma necessidade prévia em calcular o coeficiente de transmissão da estrutura, K_t .

Avaliados e analisados os parâmetros motivadores da formação de um tómbolo, passou-se à definição geométrica da formação sedimentar, que permitiu quantificar o volume de areia a depositar na zona central do talude de praia emerso.

5.5.2. ALTERAÇÕES MORFOLÓGICAS

5.5.2.1. Coeficiente de Transmissão

Os parâmetros intervenientes no cálculo do parâmetro K_t , de acordo com os diversos critérios são a altura de onda significativa do local de implantação, H_s , de 4 m, aproximadamente, a largura de coroamento da secção corrente, B , de 17.7 m, o diâmetro médio, D_{n50} , de 1.56 m ao qual corresponde um peso unitário de 100 kN.

Para o quebramar destacado submerso, com cota de coroamento de +3.50 m (ZH), os modelos de cálculo válidos são o critério de Briganti *et al.* (2003), Ahrens (2001) e o modelo desenvolvido por Taveira Pinto (2001). Apresentam-se de seguida os resultados obtidos e as considerações tomadas nos diversos procedimentos de cálculo.

De acordo com Briganti *et al.* (2003), a relação B/H_s de valor igual a 4.44, conduz à aplicação da expressão (3.4). Da mesma, resultou um coeficiente de transmissão de 0.38 (Tabela 5.35), validado pelos limites superior, K_{tu} , expressão (3.6), e inferior, K_{tl} , de 0.90 e 0.05, respectivamente.

Tabela 5.35 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso, Briganti *et al.*, 2003.

Cota de coroamento, ZH	Z_c	+3.50 m
Nível de preia-mar de águas vivas,	N_{pmav}	+4.00 m
Altura acima do N_{pmav} ,	R_c	-0.50 m
Altura de onda significativa local,	H_s	4.0 m
Período de pico,	T_p	11.2 s
Comprimento de onda ao largo,	L_{op}	196 m
Declividade de onda,	s_{op}	0.020
Largura do coroamento,	B	17.7 m
Tangente do ângulo do talude anterior,	$tg \theta$	0.5
Parâmetro de Battjes,	ζ_{op}	3.50
Coeficiente de Transmissão,	$K_t^{Briganti et al.}$	0.38

No método desenvolvido por Ahrens, 2001, o parâmetro R_c foi avaliado com base no nível médio da água do mar, de 2.00 m acima do zero hidrográfico, e não pelo nível máximo de preia-mar de águas vivas. A altura de onda a empregar no cálculo do coeficiente de transmissão foi a altura de onda significativa média em águas profundas, $H_{s,o}$, de 4.40 m (Leixões).

Desta forma, através da relação $R_c/H_{s,o}$ igual a 0.310, foram identificados os modos de transmissão sobre e através da estrutura, pelo que se aplicaram as expressões (3.11) e (3.12).

As variáveis de cálculo dos factores f_{sobre} e $f_{através}$, obtidos pela aplicação das expressões (3.8) e (3.9) foram, em parte, as já descritas no critério apresentado anteriormente. Para o cálculo restou portanto avaliar a área da secção transversal em 277 m². As formulações sugeridas pelo autor conduziram a um grau de transmissibilidade elevado quando comparado com o resultado de Briganti *et al.* (Tabela 5.36).

Tabela 5.36 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso, Ahrens, 2001.

Cota de coroamento, ZH	Z_c	+3.50 m
Cota de implantação, ZH	Z_{fundo}	-5.00 m
Nível médio da água do mar,	$N_{\text{médio}}$	+2.00 m
Altura acima do $N_{\text{médio}}$,	R_c	1.50 m
Altura de Onda Significativa em águas profundas, (Leixões)	$H_{s,0}$	4.4 m
Período de pico,	T_p	11.2 s
Comprimento de onda ao largo,	L_{op}	196 m
Declividade de onda,	s_{op}	0.025
Altura total da estrutura	h_c	8.5 m
Largura do coroamento,	B	17.70 m
Área total da secção transversal	A_t	277 m ²
Diâmetro mediano dos blocos do manto resistente,	D_{n50}	1.56 m
Parâmetro de cálculo,	$f_{\text{através}}$	6.95
Parâmetro de cálculo,	f_{sobre}	1.35
Coeficiente de Transmissão,	K_t^{Ahrens}	0.74

Foi igualmente calculado o coeficiente de transmissão de acordo com as diversas expressões apresentadas nas Figuras 3.2 e 3.3, Taveira Pinto, 2001, segundo os parâmetros R^* e a altura de onda significativa local, H_s , respectivamente. O cálculo de K_t foi realizado por interpolação, a partir dos resultados provenientes de duas equações de acordo com o parâmetro em questão, designadamente, das expressões que consideram em modelo reduzido, períodos de 1.0 s e de 1.25 s, com escalas de 1/50. As variáveis intervenientes no cálculo encontram-se na Tabela 5.37, e coeficientes de transmissão resultantes do respectivo parâmetro considerado são apresentados nas Tabelas 5.38 e 5.39.

Tabela 5.37 – Parâmetros de cálculo do coeficiente de transmissão do quebramar submerso.

Cota de coroamento, ZH	Z_c	+3.50 m
Cota de implantação, ZH	Z_{fundo}	-5.00 m
Nível de preia-mar de águas vivas,	N_{pmav}	+4.00 m
Altura acima do N_{pmav} ,	R_c	-0.50 m
Altura de onda significativa local	H_s	4.0 m
Altura de onda relativa	H_r	0.0032 m
Período de pico,	T_p	11.2 seg
Comprimento de onda ao largo,	L_{op}	196 m
Declividade de onda,	s_{op}	0.020
Altura total da estrutura	h_c	8.5 m
Profundidade	d	9.0 m
Largura do Coroamento,	B	17.7 m

Tabela 5.38 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso, em função de R^* , Taveira Pinto, 2001.

$R^* : 10 \text{ s} \leq T_p \leq 12.5 \text{ s}$			A	B	R^*	K_t	$K_t^{\text{Taveira Pinto}}$
Modelo 9	$T = 10 \text{ s}$	1/50	0.102	1.091	0.008	0.60	0.60
	$T = 12.5 \text{ s}$	1/50	0.113	1.170	0.006	0.60	

 Tabela 5.39 – Coeficiente de transmissão do quebramar submerso, em função de H_s , Taveira Pinto, 2001.

$H_s : 10 \text{ s} \leq T_p \leq 12.5 \text{ s}$			A	B	H_s	K_t	$K_t^{\text{Taveira Pinto}}$
Modelo 9	$T = 10 \text{ s}$	1/50	-0.122	0.949	3.99	0.78	0.80
	$T = 12.5 \text{ s}$	1/50	-0.166	1.042	3.99	0.81	

Dos resultados obtidos é possível concluir que, o coeficiente K_t parametrizado pela altura de onda significativa aproxima-se claramente de K_t^{Ahrens} , enquanto que, pelo cálculo parametrizado pelo coeficiente R^* , o valor obtido é um valor intermédio dos resultados anteriores. Por estes motivos será considerado o maior valor da transmissão que conduzirá a respostas mais conservadoras.

Para cotas de coroamento iguais ou acima o N_{PMAV} , os procedimentos de cálculo foram em tudo semelhantes aos anteriores, excepto a aplicação de um novo método de cálculo, van der Meer e Daemen (1994), e a não consideração do método de Taveira Pinto (2001), por não apresentar aplicabilidade em quebramares emersos e permeáveis.

Conforme se poderá verificar adiante, o método de van der Meer e Daemen (1994) não será validado já que os resultados levam a coeficientes de transmissão negativos, ou fora dos limites de aplicabilidade. A aplicação deste método segundo o procedimento apresentado em §3.1.2.2, expressões (3.1) a (3.3), é apresentada na presente memória, exclusivamente, para a cota de coroamento +5.00 m (ZH), a título de exemplo (Tabela 5.40).

Tabela 5.40 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso com cota de coroamento +5.00 m (ZH), van der Meer e Daemen, 1994.

Cota de coroamento, ZH	Z_c	+5.00 m
Nível de preia-mar de águas vivas,	N_{pmav}	+4.00 m
Altura acima do N_{pmav} ,	R_c	1.00 m
Altura de onda significativa local,	H_s	4.0 m
Período de pico,	T_p	11.2 seg
Comprimento de onda ao largo,	L_{op}	196 m
Declividade de onda,	s_{op}	0.020
Diâmetro mediano dos blocos do manto resistente,	D_{n50}	1.56 m
Largura do coroamento,	B	17.7 m
Parâmetro de cálculo,	a	0.0554
Parâmetro de cálculo,	b	-1.01
Coeficiente de Transmissão,	$K_t^{\text{van der Meer e Daemen}}$	Não-Aplicável

Para as restantes cotas de coroamento, são apresentadas tabelas simplificadas dos respectivos coeficientes de transmissão, resultantes dos critérios aplicados.

Tabela 5.41 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso, para diferentes cotas de coroamento, van der Meer e Daemen, 1994.

Cota de Coroamento, Z_c [m]	K_t van der Meer e Daemen	Limite	Aplicabilidade
+4.00	-1.01	$0.075 < K_t < 0.75$	Não-Áplicável
+4.50	-0.99		Não-Áplicável
+5.00	-0.97		Não-Áplicável

Tabela 5.42 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso, para diferentes cotas de coroamento, Briganti et al., 2003.

Cota de Coroamento, Z_c [m]	K_t Briganti et al.	Limite	Aplicabilidade
+4.00	0.33	$0.05 < K_t < 0.903$	Áplicável
+4.50	0.28		Áplicável
+5.00	0.23		Áplicável

Tabela 5.43 – Coeficiente de transmissão do quebramar emerso, para diferentes cotas de coroamento, Ahrens, 2001.

Cota de Coroamento, Z_c [m]	$f_{\text{através}}$	$(K_t)_{\text{através}}$	f_{sobre}	$(K_t)_{\text{sobre}}$	K_t^{Ahrens}	Limite	Aplicabilidade
+4.00	7.02	0.12	1.70	0.37	0.70	$0 < K_t < 1$	Áplicável
+4.50	7.10	0.12	2.13	0.32	0.67		Áplicável
+5.00	7.17	0.12	2.67	0.27	0.63		Áplicável

Das tabelas apresentadas é possível concluir que a gama de valores válidos relativos ao coeficiente de transmissão é extensa, variando entre 0.23 e 0.80, de acordo com as diferentes cotas de coroamento. O processo de selecção de um único coeficiente de transmissão associado a determinada cota de coroamento foi realizado por comparação dos resultados morfológicos da linha de costa.

5.5.2.2. Método JMC e Modelos Empíricos

Para uma determinada largura da saliência, o método JMC avalia a profundidade a que a estrutura deve ser implantada e o seu comprimento, sem entrar em consideração com a transmissibilidade da estrutura. Por esta razão, os resultados do referido método são introduzidos em modelos de previsão que antecipam a resposta da linha de costa, secção 3.1.3.1, para modelos empíricos, e secção 3.1.4, para a previsão da forma do equilíbrio estático.

Do método JMC foi possível averiguar que o comprimento óptimo da estrutura a implantar entre os esporões principais, de forma a atender à minimização dos impactes visuais e à formação de um tómbolo a sotamar do mesmo, é de 360 m, a uma distância e profundidade de referência de 360 m e - 5.00 m (ZH), respectivamente. Passa-se a expor o procedimento de cálculo correspondente à obtenção dos referidos valores.

Inicialmente, admitiu-se uma largura de saliência de 310 m para um comprimento de linha de costa a proteger de, aproximadamente, 1000 m. A inclinação do talude de praia considerado foi de 1/40, e a altura de onda aplicada no método corresponde à média das 5 mais altas alturas de onda que ocorrem no

local num ano, H_{05} , de 7.14 m, associada a um período de 15.25 seg. De acordo com a descrição realizada no capítulo 4, referente ao local de implantação, nomeadamente, em relação à forma da praia e à sua classificação morfológica, caracterizou-se a praia como sendo do tipo B. Esta classificação indica assim que a praia em questão possui uma barra extensa, bem desenvolvida, de inclinação suave e com sedimentos arenosos, o que leva a considerar no processo de cálculo a Figura 3.6. A profundidade de rebentação local, d_{b5} , foi definida através da interpolação dos valores d_{b5}/H_{05} obtidos da Figura 3.5, para o valor de H_{05}/L_{05} correspondente às curvas de inclinação 1/30 e 1/50 (Tabela 5.44).

Tabela 5.44 – Relação d_{b5}/H_{05} para a inclinação do talude submerso de 1/40.

Inclinação	d_{b5} / H_{05}
1 / 30	1.65
1 / 40	1.69
1 / 50	1.71

A partir da definição destes parâmetros calculou-se a profundidade de água junto à estrutura, d' , pela média entre a profundidade de rebentação, $X_s I$, e a profundidade de rebentação local, d_{b5} . O valor obtido, igual a 9.90 m, não conduziu à largura da saliência inicialmente imposta, pelo que se considerou posteriormente a profundidade óptima de 9.00 m. No Anexo A.9 encontra-se a primeira iteração de cálculo do comprimento do quebramar destacado, correspondente à profundidade de dimensionamento de 9.90 m.

Na Tabela 5.45 encontram-se definidos todos os parâmetros obtidos para o valor final da profundidade, traduzidos por uma cota de implantação de -5.00 m (ZH) com o nível de preia-mar de águas vivas de 4.00 m.

Tabela 5.45 – Parâmetros de cálculo do método JMC.

Largura da saliência desejada,	X_s	310 m
Comprimento aproximado da linha de costa a proteger,	L_p	1000 m
Inclinação do Talude da Praia	I	0.025
Média das 5 mais altas alturas de onda que ocorrem no local num ano	H_{05}	7.14 m
Período de onda de H_{05} ,	T_{05}	15.3 s
Comprimento de onda associado a T_{05} ,	L_{05}	363 m
A praia possui uma barra extensa bem desenvolvida, inclinação suave, com sedimentos arenosos	Tipo	B
Declividade da onda em águas profundas,	H_{05}/L_{05}	0.020
Profundidade de rebentação local,	d_{b5}	12 m
Profundidade de rebentação a sotamar da largura da saliência,	$X_s I$	7.8 m
Profundidade de água para dimensionamento junto à estrutura,	d'	9.00 m

A aplicação do método dos mínimos quadrados aos pontos constantes no primeiro gráfico da Figura 3.6, expressão (5.5), com um coeficiente de correlação de 0.61, conduziu a um valor do quociente de área da saliência, SAR, de 0.86. De seguida calculou-se a respectiva distância da estrutura à linha de costa, X' (Tabela 5.46), a fim de determinar a largura da saliência, X_s' .

$$SAR = 1,1507 \frac{d'}{d_{b5}} + 0,0021 \quad (5.5)$$

Tabela 5.46 – Largura da saliência calculada, X_s' .

Parâmetro local para a praia	d'/d_{b5}	0.747
Quociente de área da saliência,	SAR	0.86
Distância da estrutura à linha de costa, d'/l	X'	360 m
Largura da saliência (SAR. X'),	X_s'	310 m

Verificada a igualdade entre a largura da saliência admitida e a largura calculada, ($X_s = X_s'$), admitiu-se a distância $X'=X$, e procedeu-se à determinação do comprimento da estrutura, L_s , à profundidade de -5.00 m (ZH). Note-se que o mesmo não sucedeu para a profundidade de 9.90 m, como se pode verificar na Tabela A.4 do Anexo A.9, em que a largura da saliência calculada é diferente da arbitrada, pelo que o procedimento de cálculo foi iterado.

Então, pela equação (3.15) avaliou-se o comprimento de onda junto à estrutura, L_5 , em 143 m. A partir dos gráficos da Figura 3.6, parametrizados pelas relações L_s/L_5 e L_s/X , avaliaram-se os limites superiores e inferiores do comprimento do quebramar, dados pelas expressões (5.6) e (5.7), Tabela 5.47.

$$1.8 < \frac{L_s}{L_5} < 3.0 \quad (5.6)$$

$$0.8 < \frac{L_s}{X} < 2.5 \quad (5.7)$$

Tabela 5.47 – Intervalo do comprimento da estrutura, L_s .

Distância da estrutura à linha de costa,	X	360 m
Comprimento de onda local junto à estrutura,	L_5	143 m
Limite Inferior de L_s/L_5 , para uma praia arenosa	$L_s^{\text{MIN}}(L_5)$	258 m
Limite Superior de L_s/L_5 , para uma praia arenosa	$L_s^{\text{MAX}}(L_5)$	430 m
Limite Inferior de L_s/X , para uma praia arenosa	$L_s^{\text{MIN}}(X)$	288 m
Limite Superior de L_s/X , para uma praia arenosa	$L_s^{\text{MAX}}(X)$	900 m
Intervalo admissível de valores de L_s ,	L_s^{MIN}	288 m
	L_s^{MAX}	430 m

Definidos os valores limites do comprimento do quebramar destacado, adoptou-se, inicialmente, para o parâmetro L_s um valor igual à média do valor mínimo e máximo do intervalo obtido, ou seja,

$$L_s = \frac{430+288}{2} \cong 360 \text{ m} \quad (5.8)$$

Definidos todos os parâmetros a introduzir nos modelos empíricos, avaliou-se o número de respostas da linha de costa sob a forma de tómbolo ou saliência para os diferentes coeficientes de transmissão. A opção de 359 m para o comprimento do quebramar permitiu concluir que o número de respostas com a formação desejada a sotamar se traduz num resultado bastante satisfatório.

Os modelos empíricos apresentados na secção 3.1.3.1 foram também aplicados com os coeficientes de transmissão resultantes dos diferentes critérios de cálculo, em conformidade com as respectivas cotas de coroamento e com os parâmetros geométricos da estrutura definidos. Na Tabela 5.48 constam os parâmetros comuns às várias soluções estruturais, como o comprimento, a largura do coroamento, e a profundidade de implantação do quebramar destacado, bem como a distância do mesmo à linha de costa, entre outras características.

Tabela 5.48 – Características gerais do quebramar destacado, para verificação das alterações morfológicas da linha de costa.

Altura de onda máxima ao largo, (Leixões)	$H_{m\acute{a}x,0}$	8.5 m
Altura de onda significativa, (Leixões)	$H_{s,0}$	4.4 m
Altura de onda máxima local,	$H_{m\acute{a}x}$	7.0 m
Altura de onda significativa local	H_s	4.0 m
Altura de onda de projecto,	H_{proj}	5.1 m
Comprimento de onda ao largo,	L_{op}	196 m
Comprimento de onda na estrutura,	L	105 m
Período de pico,	T_p	11.2 s
Distância da linha de costa à zona de rebentação,	X_b	482 m
Declividade da agitação,	s_{op}	0.036 m
Parâmetro de Battjes,	ξ_{sop}	2.64
Cota de implantação,	Z_{fundo}	-5.00 m
Profundidade da água (em preia-mar),	d	9.0 m
Largura do coroamento,	B	17.7 m
Diâmetro mediano dos blocos do manto resistente,	D_{n50}	1.56 m
Peso unitário dos blocos do manto resistente,	W	100 kN
Massa volúmica dos blocos,	γ_{enr}	26.5 kN/m ³
Tangente do ângulo do talude posterior,	$tg \alpha$	0.5
Comprimento do quebramar destacado,	L_s	360 m
Distância da estrutura à linha de costa original,	X	360 m
Morfologia existente (tipo: ilha ou recife),		ilha

Inicialmente, foi testada a hipótese do quebramar destacado submerso, com uma cota de coroamento de +3.50m (ZH), pelo cálculo das relações L_s/X e L_s/L . Se para o menor dos coeficientes de transmissão, os resultados correspondessem maioritariamente à ocorrência de saliência, também para os coeficientes maiores a formação de um tómbolo nunca seria alcançada. Assim, aplicado o coeficiente de transmissão de 0.38 (Briganti *et al.*, 2003), obteve-se como respostas da linha de costa, duas saliências e um tómbolo, pelos modelos empíricos válidos para quebramares submersos. Conclui-se, pela Tabela 5.49, que mesmo com a passagem máxima de 38% da agitação incidente, a implantação de um quebramar submerso não motivaria a formação de um tómbolo, mas sim de uma saliência, razão pela qual se abandonou a hipótese em questão.

Tabela 5.49 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +3.50 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Modelos Empíricos	Aplicabilidade		Resposta da Linha de Costa	
	Condição de Aplicação	Verificação	Saliência	Tômbolo
Harris e Herbach (1986); Dally e Pope (1986)	Quebramar Emerso	N/A		
Pilarczyk (2003)	Quebramar Emerso	N/A		
	Quebramar Submerso	Aplicável	X	
Hanson e Krause (1989, 1990)	Quebramar Emerso	N/A		
Ming e Chiew (2000)	Quebramar Emerso	N/A		
Shu e Dalrymple (1987)	Quebramar Emerso	N/A		
Gourlay (1981)	Quebramar Emerso	N/A		
Black e Andrews (2001)	Quebramar Submerso	Aplicável	X	
Black e Mead (1999) e Andrews (1997)	Ilha	Quebramar Submerso	Aplicável	X
	Recife	Quebramar Submerso	N/A	

No caso do quebramar emerso, foram elaboradas as tabelas-resumo apresentadas nos Anexos A.10 ao A.15, correspondentes às tabelas de resposta da linha de costa, semelhantes à apresentada anteriormente, para as cotas de coroamento +4.00, +4.50, e +5.00 m (ZH), segundo os critérios distintos de avaliação do coeficiente de transmissão (Tabelas 5.50 e 5.51). Tendo em consideração que a estrutura foi dimensionada para gerar uma largura de saliência de 310 m, adoptou-se a resposta da linha de costa à estrutura que contemplava o maior número de respostas.

Tabela 5.50 – Quantificação da resposta da linha de costa aos modelos empíricos, para as diferentes cotas de coroamento, segundo os coeficientes de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

					Número de respostas	
Cota de Coroamento, Z_c [m]	Altura da estrutura, h_c	Altura acima do N_{pmav} , R_c	$K_t^{Briganti\ et\ al.}$		Saliência	Tômbolo
+4.00	9.0	0.0	0.33		2	4
+4.50	9.5	0.5	0.28		2	4
+5.00	10.0	1.0	0.23		2	4

Tabela 5.51 – Quantificação da resposta da linha de costa aos modelos empíricos, para as diferentes cotas de coroamento, segundo os coeficientes de transmissão de Ahrens, 2001.

					Número de respostas	
Cota de Coroamento, Z_c [m]	Altura da estrutura, h_c	Altura acima do $N_{médio}$, R_c	K_t^{Ahrens}		Saliência	Tômbolo
+4.00	9.0	2.0	0.70		3	3
+4.50	9.5	2.5	0.67		2	4
+5.00	10.0	3.0	0.63		2	4

O cruzamento da informação apresentada pelas tabelas anteriores permite afirmar que, mesmo com coeficientes de transmissão mais conservadores, resultantes de estudos menos recentes como os de Ahrens, 2001, as duas cotas de coroamento mais elevadas condicionam a formação da saliência através de um número apreciável de respostas da linha de costa sob a forma do tómbolo. Por este motivo, pode concluir-se que a construção de um quebramar destacado entre os esporões existentes, à profundidade - 5.00 m (ZH), com uma cota de coroamento de +4.50 ou +5.00 m (ZH) apresentará uma grande eficácia na acumulação de sedimentos a sotamar do quebramar, permitindo a formação de um tómbolo.

Porém, definidas as possíveis cotas de coroamento que levam à acumulação sedimentar desejada é necessário avaliar e justificar qual a cota de coroamento óptima que permite a formação do referido tómbolo. Como tal recorreu-se ao método de González e Medina, 2001, para avaliação das características da resposta da linha de costa, nomeadamente, em relação à largura do tómbolo aderente na estrutura, que por vezes é consideravelmente reduzida e poderá ocasionar uma dupla saliência.

5.5.2.3. Forma do Tómbolo a Sotamar da Estrutura

A caracterização do tómbolo que se formará a sotamar da estrutura foi realizada com base nas variáveis definidas na Tabela 5.52, salientando-se que a variável $\alpha_{\min}$ foi calculada pela da expressão (3.16).

Tabela 5.52 – Parâmetros de caracterização geométrica do tómbolo.

Distância da estrutura à linha de costa original,	Y	360 m
Altura de onda em águas profundas excedida 12 horas por ano,	H_{012}	8.00 m
Período de onda associado a H_{012} ,	T_{012}	19.8 s
Profundidade da água (em preia-mar),	d	9.0 m
Comprimento de onda equivalente,	L_s	186 m
Comprimento da Estrutura,	2B	360 m
Constante de cálculo,	β_r	2.13 °
Parâmetro de definição de P_0 ,	$\alpha_{\min}$	50.9 °
Parâmetro de definição de P_0 ,	β	39.1 °
Parâmetro de definição de P_0 , $Y/\cos \alpha_{\min}$,	R_0	570.8 m

Definidos os parâmetros geométricos e físicos principais passou-se à caracterização propriamente dita, pela avaliação da largura sedimentar adjacente, $2B_k$, a sotamar da estrutura, e da largura de praia afectada pela formação sedimentar, $2B_1$ (Tabela 5.53). Todos os parâmetros foram determinados de acordo com as definições apresentadas em §3.1.4. e a relação B_k/B obtida a partir da Figura 3.12.

Tabela 5.53 – Caracterização geométrica do tómbolo, González e Medina, 2001.

Característica geométrica do tómbolo,	X	443.0 m
Característica geométrica do tómbolo,	B_1	623.0 m
Parâmetro de cálculo,	B_1/L	3.35
Parâmetro de cálculo,	B/L	0.97
Parâmetro de cálculo,	B_k/B	0.20
Largura da ligação à estrutura,	$2B_k$	0.20 m
Comprimento de linha de costa afectado pelo quebramar,	$2B_1$	1247 m

O valor correspondente à relação B/L, de 0.97, permitiu averiguar que a resposta da linha de costa se encontra na fronteira entre a formação do tómbolo e a formação de uma saliência dupla (DS).

Não só pela visualização gráfica da Figura 3.12, em termos de localização limite da resposta da linha de costa, como também pela reduzida largura da ligação do tómbolo à estrutura optou-se pela elevação da cota de coroamento para +5.00 m (ZH) e não pelo aumento do comprimento longitudinal do quebramar destacado, que naturalmente não só condicionaria a circulação da água no interior da baía, como criaria uma barreira visual mais extensa. Desta forma, com um aumento de 50 cm à cota mínima de coroamento, prevê-se que a redução da agitação incidente provoque a formação desejada, com um impacte visual assumido em projecto.

É ainda de salientar que o método de previsão em questão avaliou um comprimento da linha de costa afectado pelo tómbolo superior à distância máxima entre os dois esporões transversais enraizados existentes no local, o que leva à desconsideração do valor obtido e à tomada da distância entre esporões de 1000 m, aproximadamente.

5.5.3. VOLUME SEDIMENTAR PARA ALIMENTAR A PRAIA DA ZONA CENTRAL DA MARGINAL DE ESPINHO.

Atendendo a que o transporte sedimentar de Norte para Sul não é aparentemente significativo, se a acumulação pretendida não se verificar será de equacionar outro tipo de intervenção.

A alimentação artificial do tómbolo a sotamar do quebramar destacado pode-se afirmar como uma medida eficaz pois os sedimentos depositados serão posteriormente protegidos pela mesma estrutura, e não transportados pela corrente longitudinal, embora ajustados pelas correntes de difracção.

Em termos de previsão do volume sedimentar a colocar na praia central, recorreu-se à expressão para a área plana de deposição de areia, A, entre a linha de costa original e a linha de costa alterada desenvolvida por Ming e Chiew, 2000. No entanto, conforme se demonstrará adiante a área plana calculada, traduz-se numa largura de praia afectada pelo tómbolo inferior ao comprimento do quebramar destacado, o que levou à desconsideração do referido critério.

Conhecendo a distância da linha de costa original à estrutura, X, de 360 m, com um comprimento longitudinal do quebramar destacado de 360 m, estimou-se a área plana em 52,6 m², aproximadamente. Quantificou-se de seguida a largura de praia afectada em 293 m, valor que levou ao abandono do método para quantificação do volume de areia a alimentar por ser significativamente mais reduzido do que o comprimento da estrutura.

Desta forma, foi necessário recorrer à geometria do tómbolo, considerando um comprimento de praia afectado de 1000 m, aproximadamente, e uma inclinação média do talude emerso e submerso de 1/40. O volume aproximado de areia a depositar na praia central da marginal de Espinho foi estimado em 250.000 m³, para uma largura de praia afectada de 400 m e 20 m de largura adjacente ao quebramar destacado.

No capítulo Peças Desenhadas são apresentados desenhos cotados da solução final referente ao quebramar destacado. A representação em planta encontra-se no desenho nº1. As secções transversais relativas à secção intermédia e às secções da cabeça norte e sul são apresentadas nos desenhos nº2 e 3, respectivamente. É ainda apresentada, no Anexo A.18, uma visualização 3D da estrutura, a uma escala vertical distorcida, realizada em ArcMAP, para uma melhor percepção do quebramar destacado e do meio onde este se insere.

5.6. MÉTODO CONSTRUTIVO DO QUEBRAMAR DESTACADO

5.6.1. INTRODUÇÃO

Pretende-se, nesta secção, apresentar, de uma forma resumida, um possível método construtivo mais conveniente à execução da obra, não menosprezando uma futura solução construtiva e/ou alterações ao projecto, sugeridas pelo empreiteiro. Certamente, este poderá otimizar esta solução, nomeadamente, ao nível das vias de acesso à obra, do caminho (esporão) de acesso a construir para se proceder à execução do quebramar destacado, e especialmente ao nível do faseamento metodológico construtivo a aplicar à estrutura principal.

5.6.2. PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO

O método construtivo adoptado depende não só dos materiais e equipamentos disponíveis mas também da equipa de trabalho que pode ser mobilizada (Fernandes, 2007).

A metodologia construtiva mais adequada e mais económica é, provavelmente, a execução da obra por terra, e não por mar. As razões pelas quais a construção da estrutura deverá ser realizada “a seco” são a localização da estrutura dentro da zona de rebentação e as profundidades nas imediações da obra, que em baixa-mar, não permitem a aproximação de equipamentos marítimos de construção de grande ou médio calado. Assim, caso a construção se realize por mar o empreiteiro deverá trabalhar à maré, ou seja, trabalhar na construção da estrutura na preia-mar e proceder à suspensão dos trabalhos durante a baixa-mar.

Em relação aos materiais a utilizar em obra, seria necessário verificar existem pedreiras nas imediações que possam fornecer em qualidade e em quantidade os blocos graníticos; no entanto, não sendo objectivo do presente projecto admitiu-se que esse fornecimento estará garantido.

Junto ao local de implantação da obra, existem boas acessibilidades, tanto ao nível ferroviário como rodoviário. Presentemente, a zona próxima à marginal da cidade de Espinho, encontra-se em remodelação, uma vez que, com o rebaixamento da linha férrea, o município pretende seguir em frente com o melhoramento de toda a “baixa” da cidade. Prevendo-se então a criação de novas ruas e a alteração de alguns sentidos das ruas alocadas à zona em questão, não será de grande valia apresentar para este projecto as vias de acesso desde os eixos principais da cidade, como a A29, o IC24 e as N1 e N109, à obra sem as remodelações efectuadas. Sabe-se no entanto que a rua adjacente à marginal da zona de intervenção é uma bastante estreita, o que remete a circulação dos veículos de transporte para zonas mais amplas de circulação melhorada.

A existência de uma grande extensão de areal tanto a norte como a sul do local de intervenção será favorável ao armazenamento, pois será possível depositar aí os blocos a colocar no quebramar.

Pelos distúrbios causados no tráfego da cidade, aquando do rebaixamento da linha férrea, e pelo facto de se prever um caminho de acesso enraizado na costa, que atravessará a zona central da praia, não será conveniente que a duração da construção do quebramar se prolongue por mais de uma época balnear, a fim de serem minimizados os impactos no tráfego, e ao nível socioeconómico causados tanto na área balnear como na envolvente citadina.

Caracterizando o esporão de acesso ao quebramar destacado, apresenta-se uma solução construtiva tipo, enraizada, sensivelmente à cota +5.00 m (ZH), podendo ascender à cota +6.00 (H) m, com uma largura de 8 m, aproximadamente.

Em planta, pretende-se que o acesso à obra se realize pelo esporão sul de Espinho, sobre o areal, inicialmente numa travessia paralela à marginal, prologando-se perpendicularmente à estrutura em direcção à secção intermédia da mesma, desenho nº4. A largura do caminho de acesso inicial adoptada é

suficiente para a passagem de um único equipamento de construção o que permite reduzir a ocupação da praia; e no troço adjacente ao quebramar pretende-se uma largura da plataforma de trabalho de 8.0 m. No entanto, estas medidas obrigam a que na confluência dos referidos trechos seja prevista uma zona destinada ao cruzamento das viaturas.

A composição do caminho de acesso será, no primeiro troço (C_1) e sobre o areal, materializada por um geossintético ao qual se sobreporá uma camada de *tout-venant* e, no troço seguinte (C_2), pretende-se aplicar enrocamento de 20 a 40 kN, no manto resistente, e de TOT no núcleo, com uma inclinação dos taludes de 1:1, desenho nº5. No final da construção do quebramar destacado, o caminho de acesso deverá ser removido parcialmente, desde o enraizamento até uma distância do quebramar de sensivelmente 10 m, pois o enrocamento restante auxiliará a fixação do tómbolo.

Note-se que outras soluções poderão ser apresentadas pelo empreiteiro de acordo com os equipamentos que este detiver ou fundamentadas em experiências anteriores.

Em termos de faseamento da construção, após a implantação dos instrumentos de orientação em obra, como bóias, bandeirolas e/ou medidores de maré, iniciar-se-á a execução do caminho de acesso. Esta tarefa deve ser executada com recurso a camiões ‘dumper’ e giratórias com braços adequados, lançando primeiramente o enrocamento TOT, a proteger seguidamente com os blocos do manto resistente. Executado o caminho de acesso com a compactação adequada, passa-se à construção do quebramar destacado. A construção da estrutura principal deve ser concretizada simetricamente de forma a reduzir o prazo de execução da obra.

A plataforma de construção do quebramar destacado é materializada pela sub-camada e terá uma cota de +5.00 m (ZH) m, que poderá ser facilmente elevada à cota +6.00 (ZH) m. A sua largura será de aproximadamente 10 m, pelo que a colocação dos blocos deverá ser garantida por uma grua em cada extremo do quebramar, auxiliada inicialmente por camiões que descarreguem o material do núcleo e do filtro.

Após a construção e protecção do núcleo e da protecção dos taludes em toda a extensão do molhe, deve ser removido o excedente de enrocamento da plataforma de construção para se proceder à colocação dos blocos do coroamento, constante nos perfis finais. O excedente retirado do coroamento deve ser reaplicado na protecção da fundação prevista com enrocamento e no fecho do filtro no coroamento.

Os taludes devem posteriormente ser protegidos com os blocos graníticos previstos, com o auxílio de guas com capacidade adequada ao peso e à distância a que os mesmos terão de ser posicionados. Note-se que as camadas não devem ser realizadas em simultâneo, mas sim aplicar a segunda camada após a colocação definitiva da anterior.

Todo o processo de colocação dos blocos que permaneçam submersos durante toda a vida útil da obra, deve ser acompanhado por mergulhadores competentes e com uma vasta experiência no ramo, bem como por manobreadores de guas e giratórias igualmente experientes.

Ilustram-se de seguida as tarefas sucessivas para a execução do quebramar destacado de Espinho.

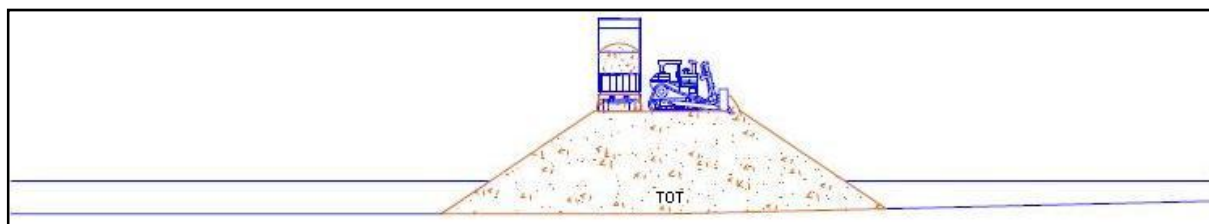


Figura 5.1 – Caminho de acesso C_2 . Execução do núcleo em TOT (adaptado de Fernandes, 2007).

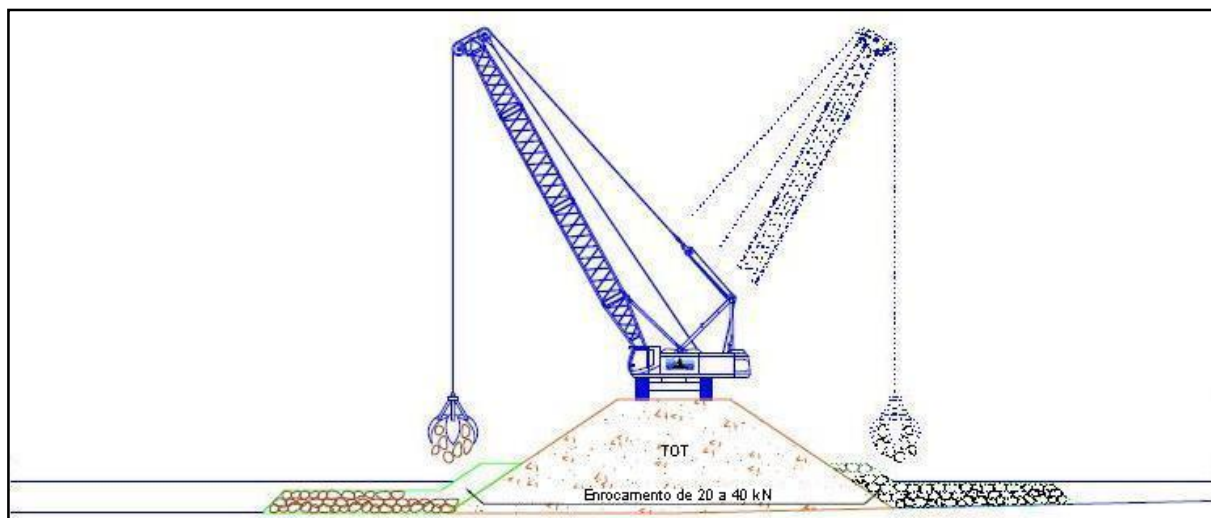


Figura 5.2 – Caminho de acesso C₂. Execução da sub-camada (adaptado de Fernandes, 2007).

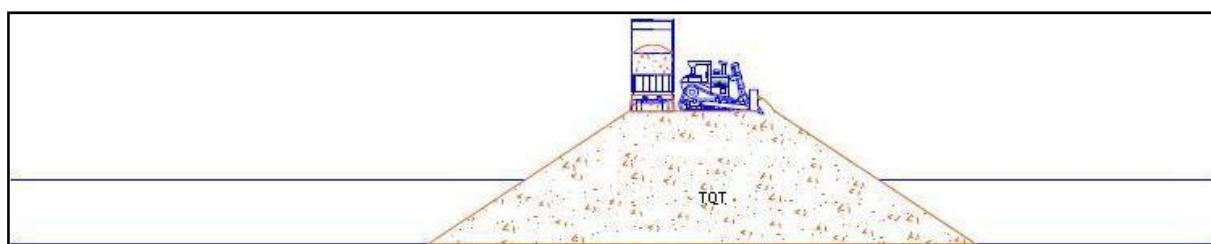


Figura 5.3 – Quebramar Destacado. Execução do núcleo em TOT (adaptado de Fernandes, 2007).

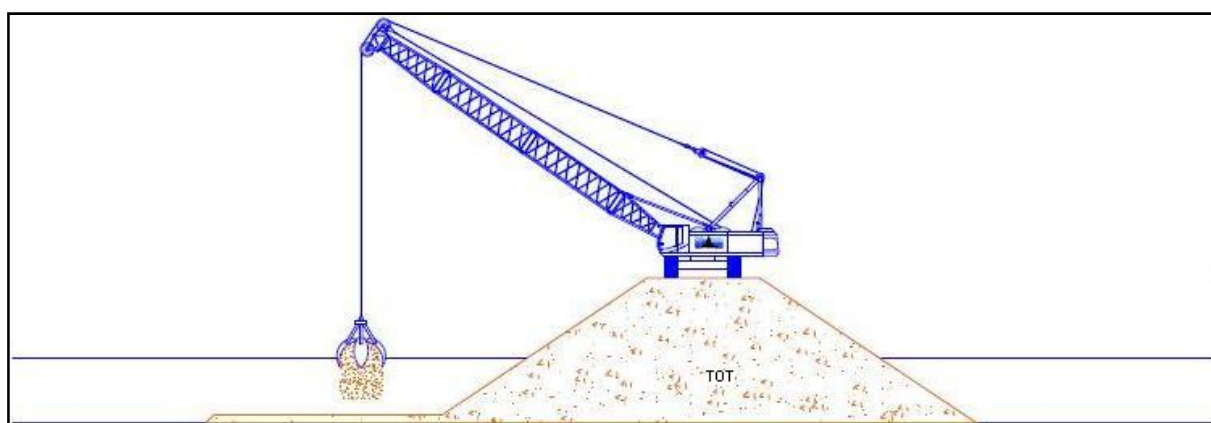


Figura 5.4 – Quebramar Destacado. Colocação de TOT no tapete de protecção (adaptado de Fernandes, 2007).

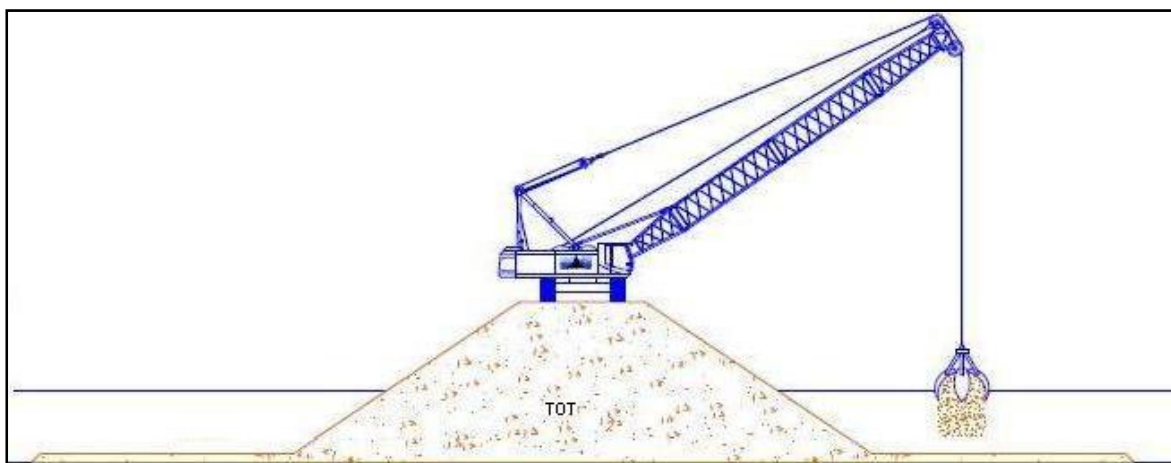


Figura 5.5 – Quebramar Destacado - Secção da cabeça. Colocação de TOT no tapete de protecção (adaptado de Fernandes, 2007).

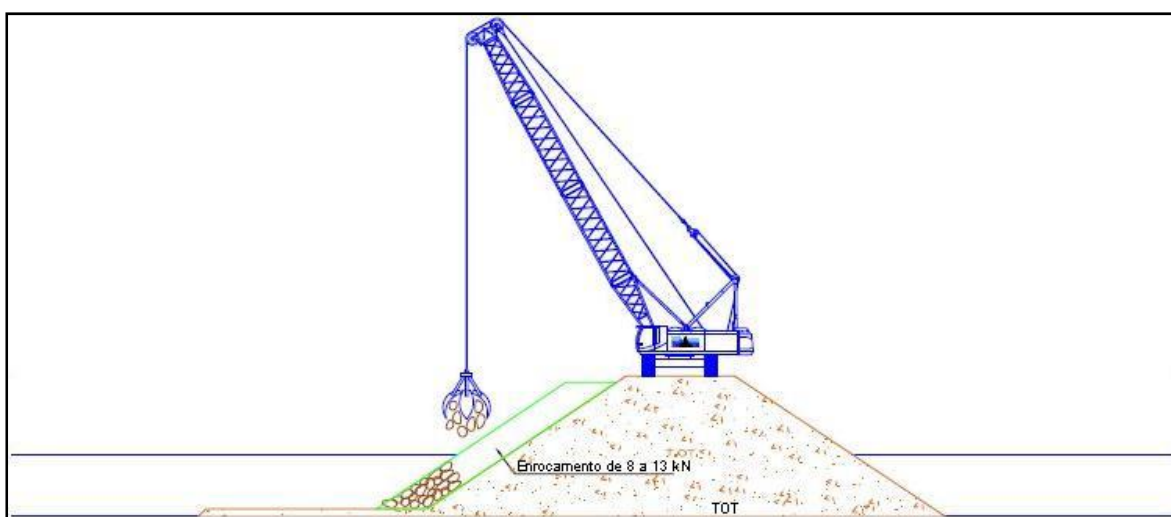


Figura 5.6 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007).

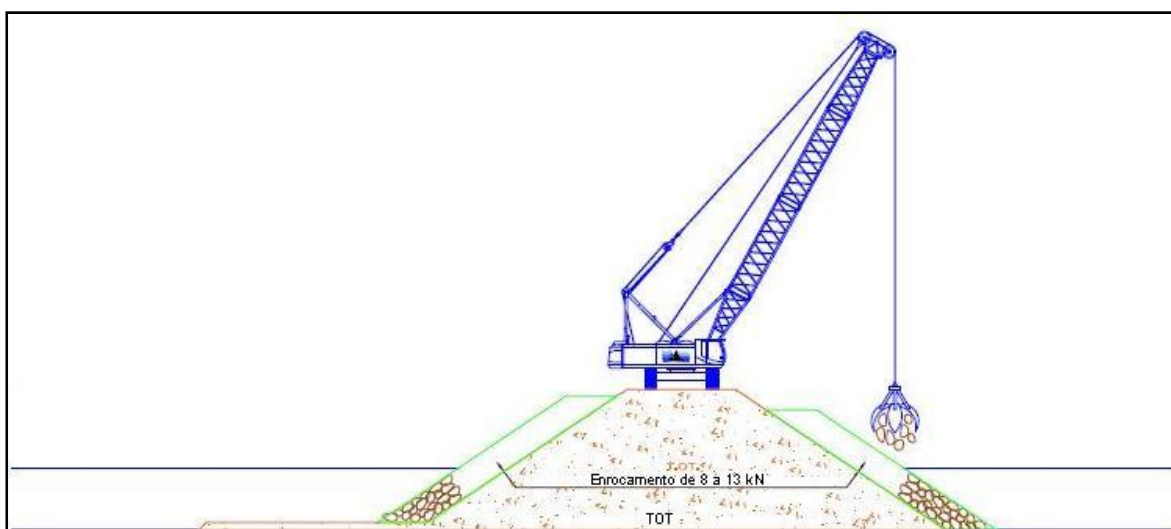


Figura 5.7 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007).

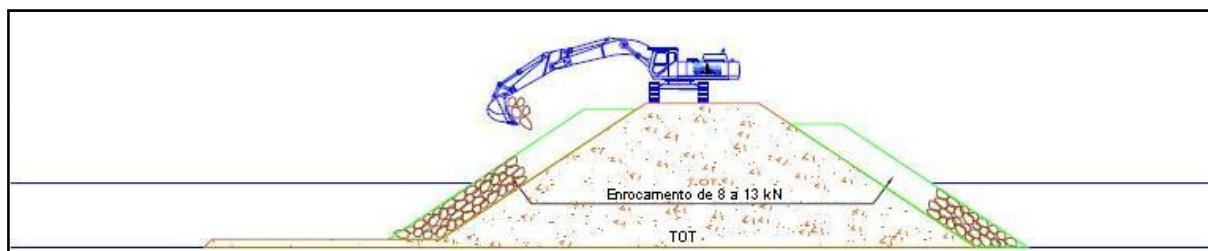


Figura 5.8 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007).



Figura 5.9 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 1ª fase (adaptado de Fernandes, 2007).

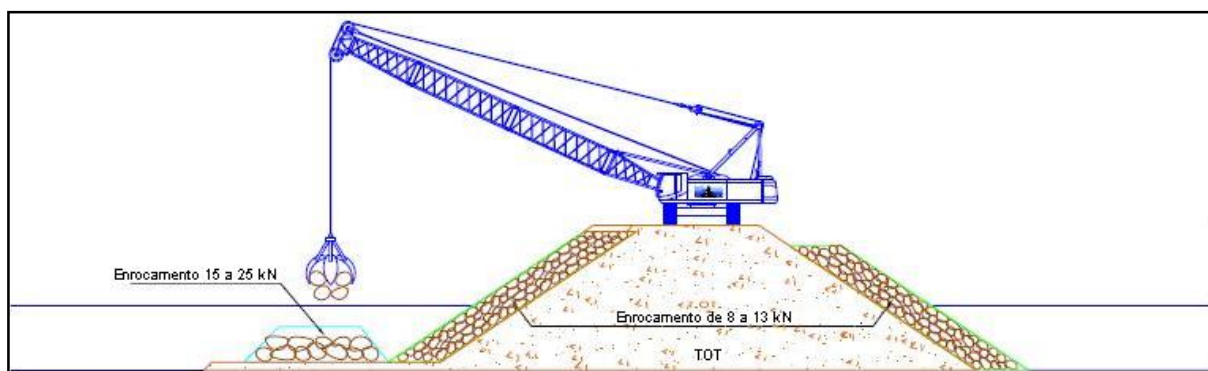


Figura 5.10 – Quebramar Destacado. Execução das bermas de 15 a 25 kN (adaptado de Fernandes, 2007).

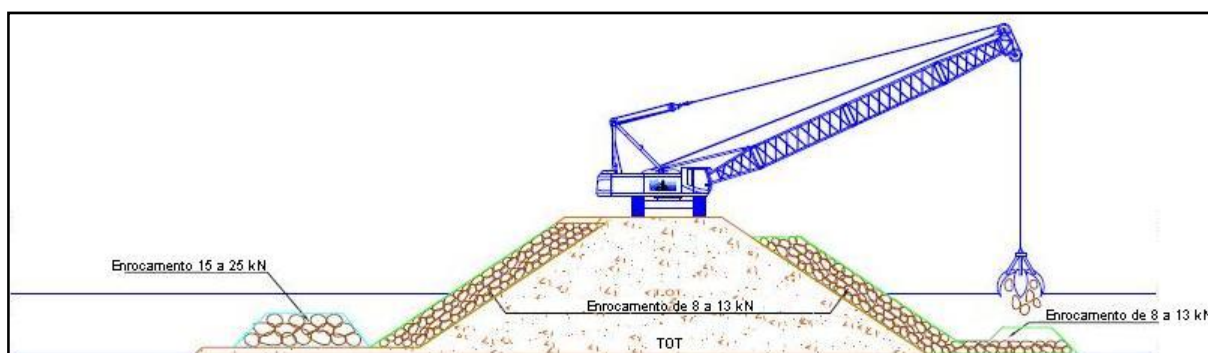


Figura 5.11 – Quebramar Destacado. Execução das bermas de 8 a 13 kN (adaptado de Fernandes, 2007).

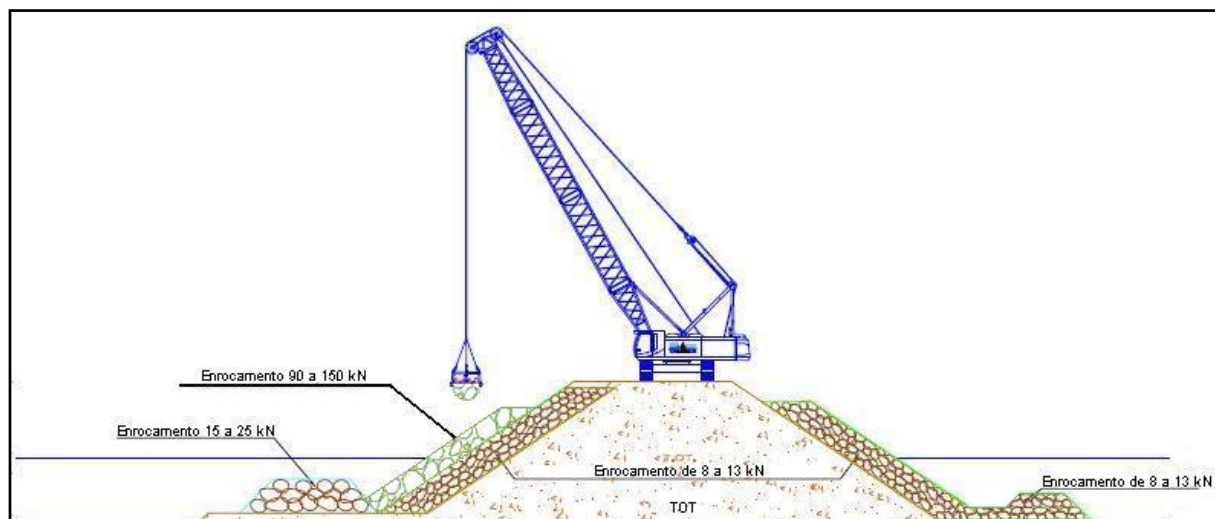


Figura 5.12 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – exterior 1ª camada (adaptado de Fernandes, 2007).

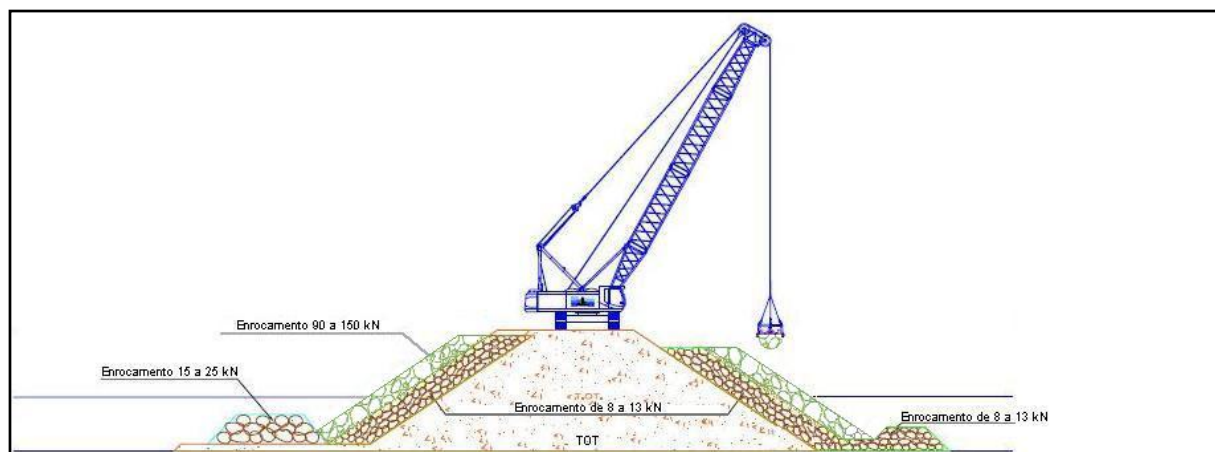


Figura 5.13 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – interior 1ª camada (adaptado de Fernandes, 2007).

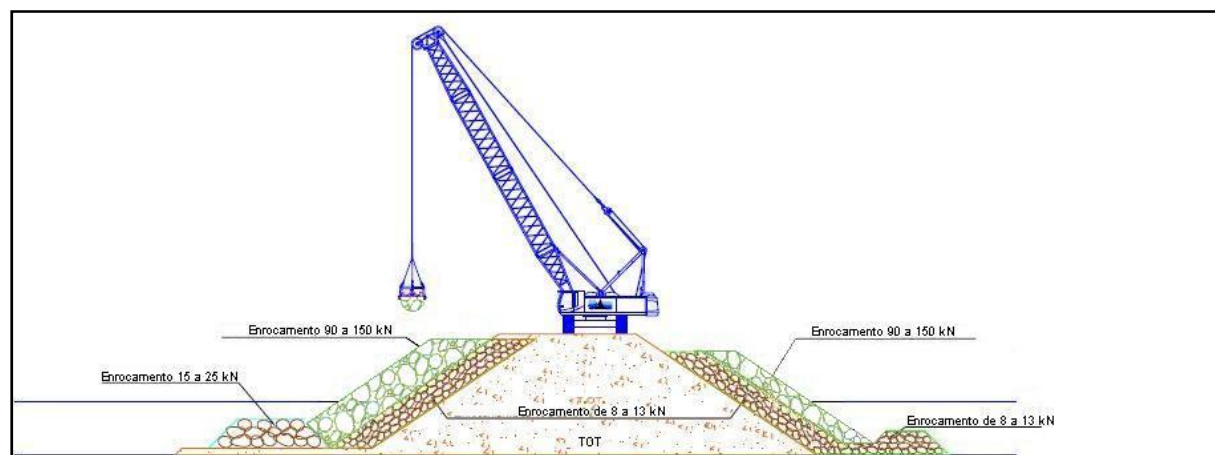


Figura 5.14 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – exterior 2ª camada (adaptado de Fernandes, 2007).

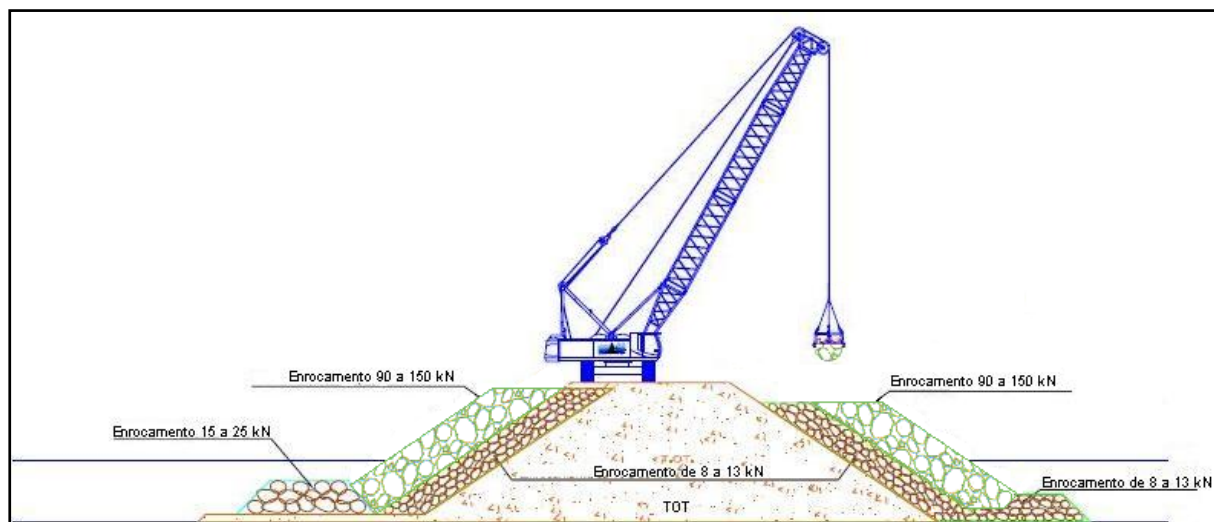


Figura 5.15 – Quebramar Destacado. Execução do manto resistente em enrocamento – interior 2ª camada (adaptado de Fernandes, 2007).

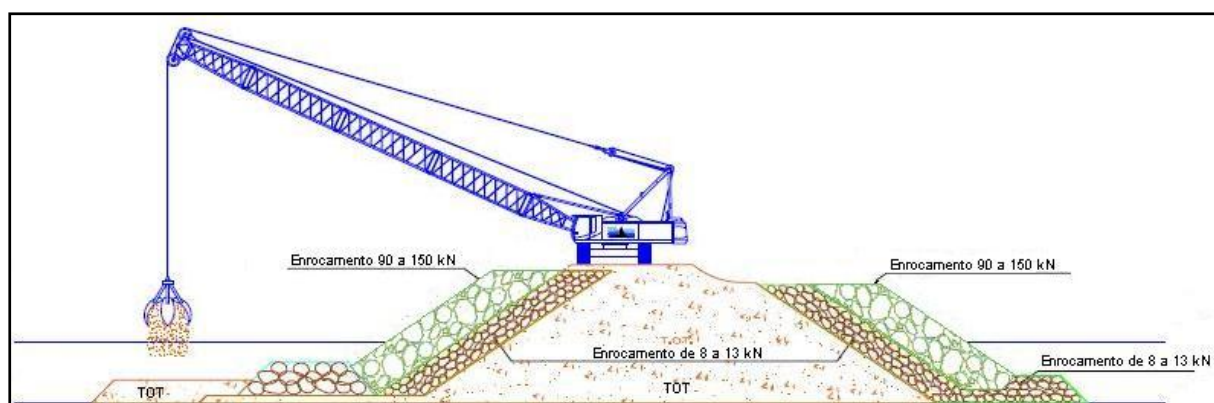


Figura 5.16 – Quebramar Destacado. Redução da cota de coroamento e colocação no pé do talude (adaptado de Fernandes, 2007).

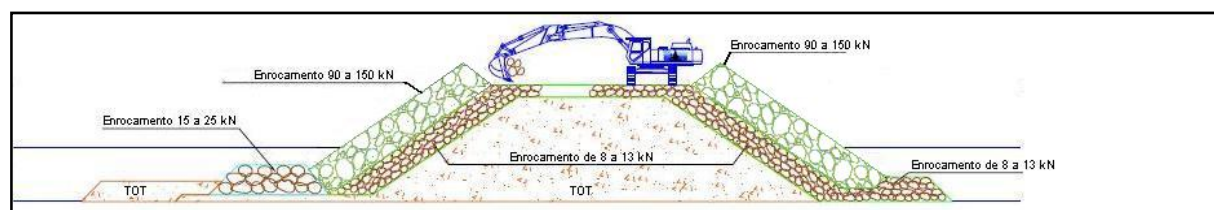


Figura 5.17 – Quebramar Destacado. Execução da sub-camada – 2ª fase (adaptado de Fernandes, 2007).

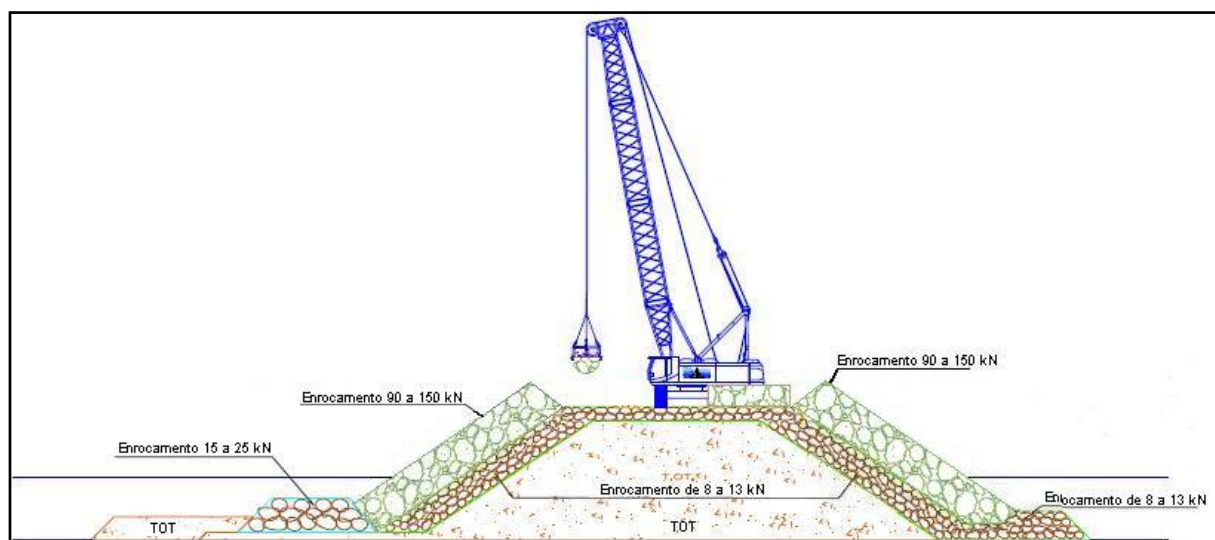


Figura 5.18 – Quebramar Destacado. Colocação de enrocamento no coroamento (adaptado de Fernandes, 2007).

5.7. MAPA DE QUANTIDADES E MEDIÇÕES

O mapa de quantidades que se apresenta na Tabela 5.60 corresponde a uma estimativa aproximada, face à natureza do trabalho desenvolvido e aos levantamentos topo-hidrográficos utilizados.

Os volumes avaliados foram inicialmente subdivididos de acordo com a sua localização nas distintas camadas constituintes do quebramar destacado, Tabelas 5.54 a 5.59. Identificadas as diferentes classes dos blocos de granito elaborou-se então uma tabela global onde se indicam os pesos unitários dos mesmos e as respectivas quantidades necessárias.

Tabela 5.54 – Volumes de enrocamento no manto resistente.

Manto Resistente	Classe	$A_{\text{Barlamar}} [m^2]$	$A_{\text{Sotamar}} [m^2]$	$A_{\text{Coroamento}} [m^2]$	$A_{\text{Total}} [m^2]$	Extensão média [m]	Volume Total [m^3]
Secção corrente	75 - 125 kN	67	46	17	130	634	82707
Cabeça Norte	90 - 150 kN	71	60	19	151	78	11700
Cabeça Sul	90 - 150 kN	71	60	19	151	78	11700

Tabela 5.55 – Volumes de enrocamento na sub-camada.

Sub-camada	Classe	$A_{\text{Total}} [m^2]$	Extensão média [m]	Volume Total [m^3]
Secção corrente	8 - 13 kN	54	634	34010
Cabeça Norte	8 - 13 kN	58	78	4494
Cabeça Sul	8 - 13 kN	58	78	4494

Tabela 5.56 – Volumes de enrocamento na risberma exterior.

Risberma Exterior	Classe	A _{Total} [m ²]	Extensão média [m]	Volume Total [m ³]
Secção corrente	15 - 25 kN	14	300	4197
Cabeça Norte	15 - 25 kN	14	47	656
Cabeça Sul	15 - 25 kN	14	47	656

Tabela 5.57 – Volumes de enrocamento na risberma interior.

Risberma Interior	Classe	A _{Total} [m ²]	Extensão média [m]	Volume Total [m ³]
Secção corrente	8 - 13 kN	9	287	2568
Cabeça Norte	15 - 25 kN	14	54	757
Cabeça Sul	15 - 25 kN	14	54	757

Tabela 5.58 – Volumes de enrocamento no núcleo e protecção das risbermas.

Núcleo + Protecção da Fundação	Classe	A _{Núcleo} [m ²]	A _{Protecção das Risbermas} [m ²]	A _{Total} [m ²]	Extensão média [m]	Volume Total [m ³]
Secção corrente	TOT	172	10	182	934	169879
Cabeça Norte	TOT	237	24	261	179	46552
Cabeça Sul	TOT	237	15	252	179	45103

Tabela 5.59 – Volumes totais de enrocamento granítico por classe de peso.

Classe do Enrocamento Granítico	Volumes [m ³]
90 - 150 kN	23400
75 - 125 kN	82707
15 - 25 kN	7025
8 - 13 kN	45567
TOT	261534

6

IMPACTES DO QUEBRAMAR DESTACADO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. IMPACTES DO QUEBRAMAR DESTACADO

A construção de um quebramar destacado em Espinho provocará sempre impactes positivos e negativos, qualquer que seja a sua forma e composição.

Para o quebramar destacado de Espinho, os impactes ao nível visual, ambiental e socioeconómico foram considerados em projecto. Ao longo do desenvolvimento do projecto, numa tentativa de atenuar os impactes negativos, foram sempre que possível equacionadas medidas minimizadoras de tais impactes, como a escolha dos materiais, da cota de coroamento e geometria da estrutura e do local de implantação.

Contudo, para alcançar o nível de eficácia desejado houve necessidade, em algumas situações, de atender a questões de ordem funcional em declínio das de ordem paisagística, provocando por tal razão os frequentes impactes visuais.

Os **impactes positivos** identificados, pela presença da estrutura no local são:

- Forte contribuição para o alargamento da extensão temporal da retenção das areias a colocar artificialmente, pelo que se deverá efectuar uma análise custo-benefício a longo prazo (P₁);
- Na ausência de uma alimentação artificial de areia criam-se as condições necessárias para a formação de uma saliência, que poderá evoluir para um tômbolo (P₂);
- A redução nítida da agitação favorece um plano de água protegido o que melhora as condições balneares (P₃);
- A retenção das areias a sotamar da estrutura aumenta o perímetro da zona de banho, benéfico à prática banhear (P₄);
- Efeito de recife artificial benéfico à colonização biológica, para a pesca de lazer, e dos juvenis, favorecendo os recursos vivos e marinhos (P₅);
- O assoreamento na envolvente do quebramar favorece a estabilidade dos esporões pela redução do fenómeno de infra-escavação (P₆);
- Atenuação da agitação, contribuindo para o reforço da capacidade de defesa já instalada pelos esporões centrais (P₇).

Relativamente aos **impactes negativos**, identificam-se os seguintes:

- Construção de uma barreira visual paralela à linha de costa, embora em preia-mar seja reduzida e galgável (N₁);
- A manutenção é necessária em toda a estrutura, do lado exterior por haver risco de infra-escavação e do lado interior para alimentação artificial de areia (N₂);
- Prejudica ou altera as condições locais para a prática de surf (N₃);
- Caso se verifique ineficácia da estrutura, não será fácil a sua remoção como se de uma estrutura constituída por um geotubo se tratasse (N₄);

Os impactes apresentados foram classificados conforme os diferentes níveis qualitativos, paisagístico/visual, morfológico, ambiental e socioeconómico (Tabela 6.1).

Tabela 6.1 – Classificação de impactes positivos e negativos.

	Impactes	Paisagístico/Visual	Morfológico	Ambiental	Socioeconómico
Positivos	P ₁		X		X
	P ₂		X		X
	P ₃				X
	P ₄				X
	P ₅			X	
	P ₆		X		X
	P ₇		X		X
Negativos	N ₁	X			
	N ₂				X
	N ₃				X
	N ₄				X

Concluindo, pela apreciação global dos impactes causados pela estrutura pode-se afirmar que a mesma motivará impactos significativos ao nível socioeconómico e por vezes, morfológico. Porém, a avaliação de um único impacto visual, causado pelo coroamento do quebramar destacado, poderá ser suficiente para exigir medidas correctivas ao nível paisagístico. Assim, se por um lado o quebramar destacado se revela como um transtorno económico ou visual, por outro há certamente necessidades significativas que apelam à sua implantação, quanto ao reforço da capacidade de defesa da marginal da cidade de Espinho.

6.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A principal lacuna do projecto prende-se com o levantamento topo-hidrográfico adoptado, que remete para uma caracterização batimétrica do ano 1988. Devido à escassez de levantamentos topo-hidrográficos actualizados para a grande parte litoral de Portugal, foi necessário desenvolver o projecto com a informação mais recente recolhida.

A ausência de simulações numéricas e físicas do comportamento hidrodinâmico, estrutural e hidromorfológico deve-se ao facto de tal não estar previsto no âmbito deste projecto. Contudo, a curto prazo é de elevada importância a aplicação da modelação física e numérica, uma vez que permitirá antecipar situações não previstas no projecto, e afinar a estrutura, aumentando a sua eficiência.

Sendo perceptível entre os espinhenses e as entidades gestoras da zona litoral, a necessidade de intervenção na faixa litoral de Espinho, espera-se que decisões sejam tomadas para concretizar tal intervenção.

Apesar de se tratar de um trabalho académico, pensa-se que a informação constante no projecto poderá ser uma mais-valia para a caracterização do local, sendo apenas necessário repensar a solução apresentada, nomeadamente no que respeita à forma da estrutura e ao material que a constitui, pelos elevados custos que este tipo de estruturas acarreta, tanto ao nível da construção como ao nível da sua manutenção, e pelos impactes sociais causados, aos utilizadores mais frequentes da zona em estudo.

Quanto à forma do quebramar, a solução ideal deverá passar pela opinião pública, em particular, pelos surfistas que frequentam a zona, não menosprezando nunca a opinião dos espinhenses, como os pescadores, banhistas ou meros apreciadores da linha do horizonte.

7

PEÇAS DESENHADAS

Este capítulo reúne as peças desenhadas complementares à memória descritiva e justificativa, nomeadamente:

- N°1 - Planta do Quebramar Destacado;
- N°2 - Perfil transversal da secção intermédia do Quebramar Destacado;
- N°3 - Perfis transversais das cabeças norte e sul do Quebramar Destacado;
- N°4 - Planta do caminho de acesso ao Quebramar Destacado;
- N°5 - Perfil transversal do Caminho de acesso C₂ do Quebramar Destacado.

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

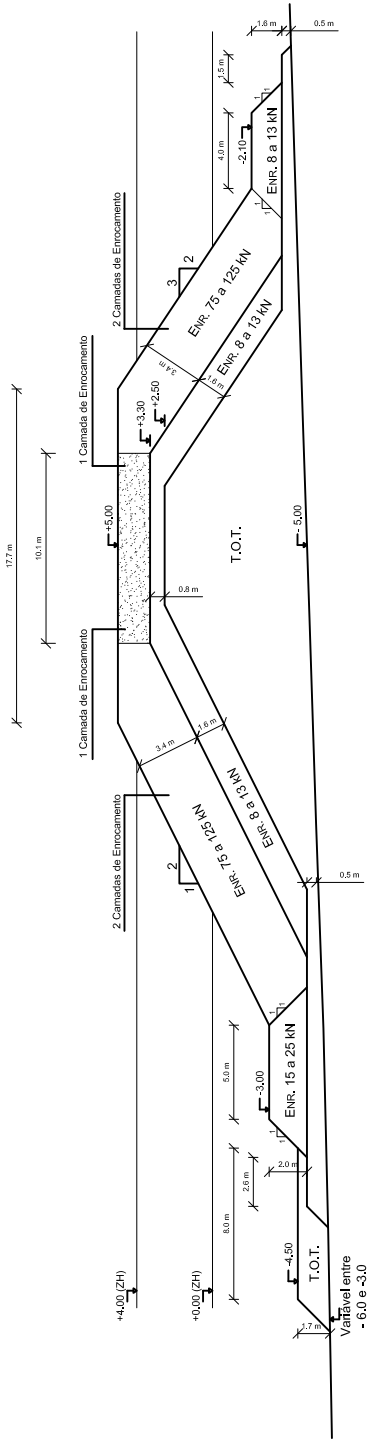


FEUP
Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

Escalas:

1 / 2000

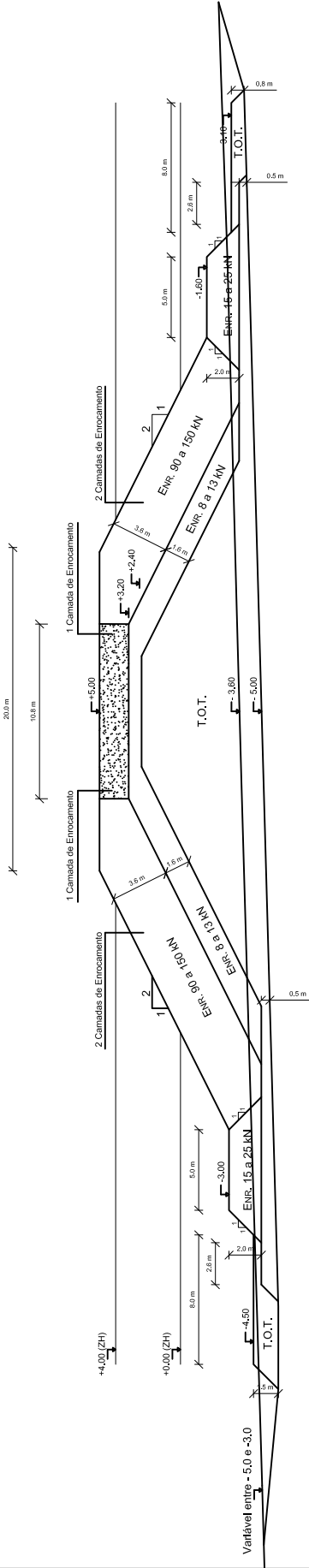
Nº1



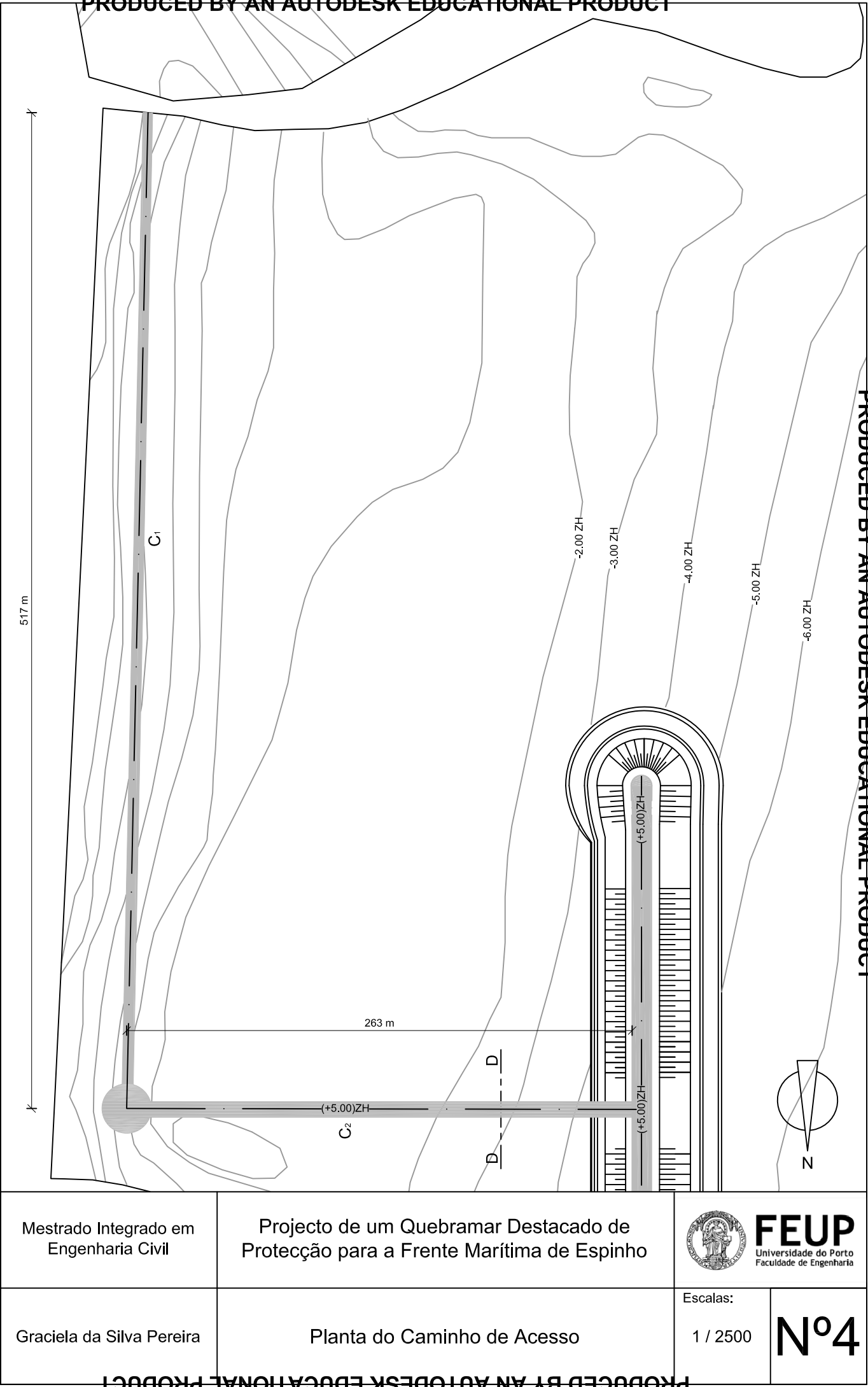
Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de um Quebramar Destacado de Protecção para a Frente Marítima de Espinho	 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	
Graciela da Silva Pereira	Perfil Transversal da Secção Intermédia do Quebramar Destacado - Perfil AA	Escalas: 1 / 400	Nº2



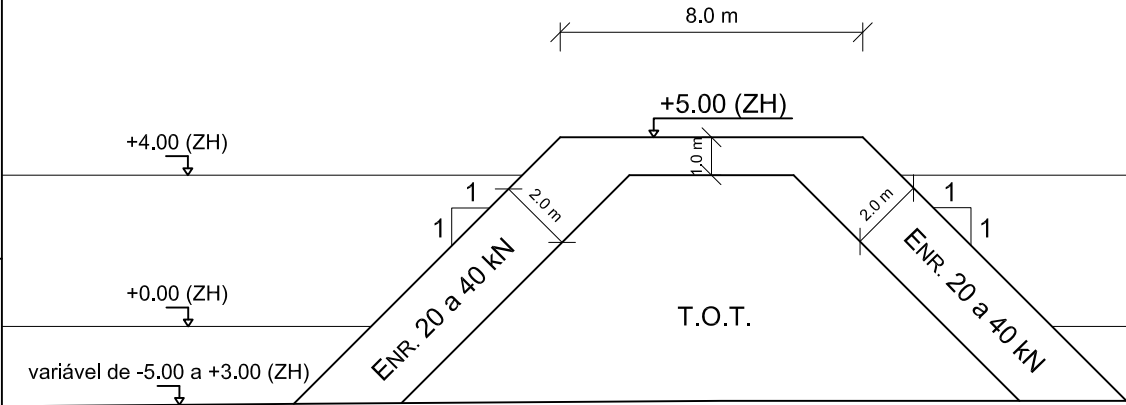
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de um Quebramar Destacado de Protecção para a Frente Marítima de Espinho	 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	
Graciela da Silva Pereira	Perfis Transversais das Cabeças Norte e Sul do Quebramar Destacado - Perfil BB	Escalas: 1 / 400	Nº3
			Folha 2 / 2



Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de um Quebramar Destacado de Protecção para a Frente Marítima de Espinho	 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	
Graciela da Silva Pereira	Planta do Caminho de Acesso	Escalas: 1 / 2500	Nº4



Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de um Quebramar Destacado de Protecção para a Frente Marítima de Espinho	 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	
Graciela da Silva Pereira	Perfil Transversal da Secção Intermédia do Caminho de Acesso C2 - Perfil DD	Escalas: 1 / 200	Nº5

BIBLIOGRAFIA

- Bekendam, Hans e Ottenheim, Edwin (2005). *Montpellier Sea Outfall: Europe's Marina PE Pipe Project*. Terra et Aqua, Nº 101, Dezembro/2005, pp. 13-20, IADC, Holanda. ISSN: 0376-6411
- Burcharth, Hans F., Hawkins, Stephen J., Zanuttigh, Barbara e Lamberti, Alberto (2007). *Environmental Design Guidelines for Low Crested Structures*. Elsevier. Grã-Bretanha. ISBN-13: 978-0-08-044951-7 e ISBN-10: 0-08-044951-4
- Costa M., Silva, R. e Vitorino, J. (2001). *Contribuição para o estudo do clima de agitação marítima na costa Portuguesa*. 2ª Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, PIANC, Sines.
- Dias, Ferreira e Pereira (1994). *Estudo Sintético de Diagnóstico da Geomorfologia e da Dinâmica Sedimentar dos Troços Costeiros entre Espinho e Nazaré*. <http://w3.ualg.pt/~jdias/JAD/ebooks>
- Fernandes, Rafael G. (2007). *Métodos Construtivos de Obras Marítimas*. Relatório de Estágio. Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Guedes Lopes, Hugo (2005). *Ensaio em Modelo Físico de Comportamento Hidráulico e Estrutural do Quebra-Mar Norte do Porto de Leixões*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Herbich, J.B. (2000). Offshore (detached) breakwaters. In *Handbook of Coastal Engineering*, pp 5.2-5.97, McGraw-Hill Handbooks, Texas, EUA.
- http://www.encora.eu/coastalwiki/Detached_breakwaters. Março 2008
- <http://www.eurosion.org>. Outubro 2007.
- <http://www.qc.ec.gc.ca> Maio 2008
- <http://www.fas.org> Abril 2008
- <http://www.civil.uminho.pt> Maio 2008
- <http://www.emaskiara.com> Maio 2008
- <http://www.slp-eng.com> Maio 2008
- <http://www.ualg.pt/~jdias> Maio 2008
- <http://www.skyscrapercity.com> Maio 2008
- <http://www.cm-espinho.pt> Abril 2008
- <http://www.jf-espinho.pt> Abril 2008
- http://nautilus.fis.uc.pt/personal/mfiolhais/FGbioII/FGII_05_06.htm Dezembro 2007
- http://users.coastal.ufl.edu/~sheppard/eoc6430/Coastal_Engineering_Manual.htm Outubro 2007
- Mota Oliveira, I. B. e Martins, Licínio M. P. (1991). *Obras de Defesa e de Reconstrução das Praias de Espinho*. Revista Recursos Hídricos da APRH, Nº 1, Vol 12, pp 71 – 88, APRH, Lisboa. ISSN: 0870-1741.
- Morais Gaio, Carlos, (1999). *A Génese de Espinho - Histórias e Postais*. CAMPO DAS LETRAS Editores, S.A., Espinho. ISBN: 972-610-235-9.
- Oliveira, Filipa S. B. F. (sem data). *Difracção de Ondas por Quebramares Destacados Permeáveis: Modelação Numérica*. http://www.dha.lnec.pt/nec/portugues/estudos/hid_sedim_oc/Ap_2.pdf, Outubro 2007.

Pais Barbosa, J. (2003). *Aplicação dos Sistemas de Informação Geográfica na Zona Costeira*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Pires, Ana (2006). Relatório de Estágio. Câmara Municipal de Espinho, Espinho.

Rodríguez, Miguel A. L. e Herrero, José. M. G. (2006). *Procedimiento Metodológico Participativo para la Canalización, Recogida y Difusión de Estudios y Análisis Técnico- Científicos sobre los Documentos del Programa ROM*. Editorial de la Universidad Politecnica de Valencia, Valencia, Espanha. ISBN: 84-8363-056-7.

Taveira Pinto, F. (2002). *Análise das Oscilações e dos Campos de Velocidades nas Proximidades de Quebramares Submersos, sob a Acção da Agitação Marítima*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. ISSN 1677-4841

Taveira Pinto, F. (2007). *Análise da Concepção e Dimensionamento Hidráulico-Estrutural de Quebramares Destacados*. Lição de Síntese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Taveira Pinto, F. (2007). *Dimensionamento Hidráulico e Estrutural de Quebramares de Taludes*. Trabalhos Marítimos 1, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Taveira Pinto, F. e Valente Neves, Ana C. (2003). *A importância da consideração do carácter irregular da agitação marítima no dimensionamento de quebramares de taludes*. Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Taveira Pinto, F. e Valente Neves, Ana C. (2003/2004). *Aspectos Ambientais e Físicos Relativos ao Usos de Quebramares Destacados para Fins de Protecção Costeira*. Gerenciamento Costeiro Integrado, Nº 3, Ano 2, pp 05-08, CTTMar UNIVALI, Santa Catarina, Brasil.

U.S. Army Corps of Engineers (2003). Types and functions of coastal structures. In *Coastal Engineering Manual - Coastal Geology*, pp VI-2-1/VI-2-44, http://users.coastal.ufl.edu/~sheppard/eoc6430/Coastal_Engineering_Manual.htm, Outubro 2007.

U.S. Army Corps of Engineers (2003). Fundamentals of design. In *Coastal Engineering Manual - Coastal Geology*, pp VI-5-1/VI-5-134, http://users.coastal.ufl.edu/~sheppard/eoc6430/Coastal_Engineering_Manual.htm, Outubro 2007.

Veloso Gomes, F. (1995). *Fenómenos de Alteração e Deformação da Agitação na Propagação em Direcção à Costa*. Laboratório de Hidráulica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Veloso Gomes, F. (1998). *Obras de Protecção Costeira, Vantagens e Inconvenientes*. I.A.C.E.S., Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Veloso Gomes, F. e Taveira Pinto, F. (1998). *Maintenance of Coastal Defence Structures*. Proc. da Conferência Littoral 98. (não publicável).

Veloso Gomes, F., Taveira Pinto, F., das Neves, L. e Pais Barbosa, J. (2006). *Pilot Site of River Douro – Cape Mondego and Case Studies of Estela, Aveiro, Caparica, Vale de Lobo and Azores*, EUrosion, IHRH, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. ISBN: 972-752-074-x

Veloso Gomes et al. (2006). *Bases para a Estratégia de Gestão Integrada da Zona Costeira Nacional*. <http://www.portugal.gov.pt/Portal/EN>, Maio 2008.

ANEXOS

Anexo A.1 – Exemplo de registos de agitação marítima do ano 2006 em Leixões. Fonte: IHRH – FEUP.

Anexo A.2 – Levantamento topo-hidrográfico da zona costeira afectada pela construção dos esporões norte e sul de Espinho, em 1988. Fonte: Hidrotécnica, 1991.

Anexo A.3 – Perfis transversais da zona de implantação.

Anexo A.4 – Alturas de onda na zona da cabeça dos esporões norte e sul de Espinho, de acordo com as teorias de cálculo consideradas.

Anexo A.5 – Números de estabilidade das secções do quebramar destacado parametrizados por distintos valores de alturas adimensionais de água acima do coroamento, F_d .

Anexo A.6 – Planta dos actuais esporões centrais de Espinho.

Anexo A.7 – Planta pormenor do esporão norte de Espinho.

Anexo A.8 – Perfis P1 e P2, localizados na cabeça do esporão norte de Espinho.

Anexo A.9 – Cálculo do comprimento do quebramar destacado pelo método do *Japanese Ministry of Construction*, a uma profundidade média de 9.90 m.

Anexo A.10 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Anexo A.11 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Anexo A.12 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.50 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Anexo A.13 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.50 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Anexo A.14 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +5.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Anexo A.15 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +5.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Anexo A.16 – Pesos unitários e espessuras dos elementos constituintes da secção corrente.

Anexo A.17 – Pesos unitários e espessuras dos elementos constituintes da secção da cabeça.

Anexo A.18 – Modelo 3D do Quebramar Destacado.

A.1 – Exemplo de registos anuais da agitação marítima em Leixões, ano de 2006. Fonte: IHRH – FEUP.

Tabela A.1 – Parte dos registos da agitação recolhidos em Leixões, relativos ao ano 2006.

Data do registo	H _{m0} [m]	T _p [s]	Data do registo	H _{m0} [m]	T _p [s]
08 Dez 2006 17:17	8.52	15.4	08 Dez 2006 13:43	6.74	13.3
08 Dez 2006 19:51	8.47	15.4	27 Nov 2006 10:06	6.70	15.4
08 Dez 2006 20:52	8.34	15.4	08 Dez 2006 1:40	6.69	11.8
08 Dez 2006 5:44	7.74	13.3	08 Dez 2006 23:56	6.65	16.7
08 Dez 2006 18:50	7.69	14.3	08 Dez 2006 0:34	6.63	11.1
08 Dez 2006 3:12	7.67	13.3	25 Nov 2006 0:13	6.62	11.8
08 Dez 2006 2:41	7.64	13.3	08 Dez 2006 10:09	6.62	13.3
08 Dez 2006 17:48	7.64	14.3	27 Nov 2006 13:32	6.58	18.2
08 Dez 2006 20:21	7.64	14.3	27 Nov 2006 16:05	6.55	18.2
08 Dez 2006 21:53	7.56	15.4	22 Mai 2006 0:04	6.51	15.4
08 Dez 2006 21:23	7.52	14.3	25 Nov 2006 1:35	6.51	11.8
08 Dez 2006 19:20	7.50	13.3	09 Dez 2006 3:06	6.49	15.4
08 Dez 2006 10:40	7.47	14.3	24 Nov 2006 14:40	6.45	10.0
08 Dez 2006 6:35	7.29	14.3	09 Dez 2006 0:27	6.44	16.7
08 Dez 2006 7:36	7.29	13.3	09 Dez 2006 1:35	6.44	16.7
08 Dez 2006 2:10	7.24	18.2	27 Nov 2006 20:40	6.43	16.7
08 Dez 2006 3:42	7.22	16.7	27 Nov 2006 16:35	6.42	16.7
08 Dez 2006 15:46	7.21	15.4	27 Nov 2006 20:09	6.40	16.7
08 Dez 2006 15:15	7.19	13.3	07 Dez 2006 23:02	6.40	16.7
08 Dez 2006 5:13	7.18	14.3	08 Dez 2006 8:38	6.40	13.3
08 Dez 2006 16:16	7.13	14.3	23 Out 2006 18:57	6.33	13.3
08 Dez 2006 22:24	7.13	14.3	24 Nov 2006 14:09	6.33	10.0
23 Out 2006 17:25	7.12	14.3	27 Nov 2006 18:38	6.32	16.7
23 Out 2006 16:54	7.10	14.3	27 Nov 2006 14:02	6.30	18.2
23 Out 2006 16:23	7.08	13.3	08 Dez 2006 14:14	6.30	11.8
08 Dez 2006 1:09	7.03	16.7	22 Mai 2006 2:14	6.27	15.4
08 Dez 2006 7:06	6.99	13.3	27 Nov 2006 19:08	6.27	16.7
08 Dez 2006 13:13	6.98	14.3	27 Nov 2006 12:00	6.25	18.2
08 Dez 2006 23:25	6.96	15.4	09 Dez 2006 2:35	6.23	16.7
27 Nov 2006 15:34	6.91	18.2	27 Nov 2006 18:07	6.22	16.7
08 Dez 2006 4:13	6.91	12.5	08 Dez 2006 12:42	6.21	15.4
08 Dez 2006 18:19	6.91	13.3	23 Out 2006 17:55	6.20	14.3
08 Dez 2006 8:07	6.90	14.3	27 Nov 2006 13:01	6.20	16.7
08 Dez 2006 14:45	6.89	14.3	22 Mai 2006 3:55	6.19	14.3
08 Dez 2006 16:47	6.89	15.4	08 Dez 2006 11:41	6.19	14.3
08 Dez 2006 0:03	6.86	16.7	08 Dez 2006 9:39	6.18	14.3
08 Dez 2006 22:55	6.85	14.3	25 Nov 2006 2:06	6.17	11.8
07 Dez 2006 23:33	6.83	16.7	27 Nov 2006 19:39	6.17	16.7
27 Nov 2006 17:06	6.82	16.7	23 Out 2006 19:27	6.14	13.3
27 Nov 2006 15:03	6.79	16.7	24 Nov 2006 15:10	6.12	10.0
08 Dez 2006 11:10	6.77	14.3	27 Nov 2006 9:35	6.09	18.2
27 Nov 2006 17:36	6.75	16.7	27 Nov 2006 12:31	6.08	18.2
08 Dez 2006 9:08	6.74	13.3	27 Nov 2006 10:59	6.07	16.7

Data do registo	H _{m0} [m]	T _p [s]
27 Nov 2006 11:29	6.07	16.7
09 Dez 2006 14:26	6.07	12.5
22 Mai 2006 1:13	6.06	15.4
24 Nov 2006 6:25	6.05	14.3
25 Nov 2006 2:57	6.02	12.5
27 Nov 2006 23:43	6.02	15.4
24 Nov 2006 16:13	6.00	14.3
24 Nov 2006 16:44	6.00	10.0
09 Dez 2006 4:38	6.00	15.4
09 Dez 2006 13:25	5.98	14.3
22 Mai 2006 1:43	5.96	13.3
22 Mai 2006 3:25	5.96	15.4
23 Out 2006 18:26	5.93	13.3
05 Dez 2006 15:09	5.92	14.3
08 Dez 2006 12:12	5.92	13.3
04 Mar 2006 21:55	5.91	10.5
24 Nov 2006 12:00	5.91	8.0
24 Nov 2006 22:11	5.90	11.1
24 Nov 2006 21:40	5.89	13.3
27 Nov 2006 21:41	5.86	13.3
23 Out 2006 20:59	5.84	14.3
24 Nov 2006 17:45	5.84	10.0
09 Dez 2006 15:38	5.83	13.3
15 Jan 2006 19:01	5.80	16.7
09 Dez 2006 9:40	5.80	13.3
24 Nov 2006 13:38	5.79	14.3
06 Dez 2006 2:15	5.79	15.4
06 Dez 2006 5:31	5.79	14.3
09 Dez 2006 7:08	5.79	15.4
24 Nov 2006 18:56	5.76	10.5
24 Nov 2006 23:12	5.76	10.5
09 Dez 2006 3:36	5.76	15.4
27 Nov 2006 22:12	5.74	14.3
15 Jan 2006 22:05	5.72	16.7
04 Dez 2006 1:35	5.72	15.4
07 Dez 2006 22:32	5.72	18.2
09 Dez 2006 7:38	5.71	15.4
06 Dez 2006 2:46	5.70	15.4
09 Dez 2006 5:09	5.70	15.4
25 Nov 2006 4:08	5.68	13.3
28 Nov 2006 10:01	5.68	15.4
27 Nov 2006 14:33	5.67	18.2
09 Dez 2006 10:11	5.67	14.3
09 Dez 2006 12:54	5.67	12.5

Data do registo	H _{m0} [m]	T _p [s]
16 Jan 2006 8:09	5.66	15.4
09 Dez 2006 4:07	5.66	15.4
03 Dez 2006 15:55	5.65	13.3
24 Nov 2006 5:23	5.64	14.3
24 Nov 2006 22:42	5.64	10.5
09 Dez 2006 5:57	5.64	15.4
27 Nov 2006 23:13	5.63	15.4
03 Dez 2006 19:51	5.63	14.3
16 Jan 2006 11:51	5.61	15.4
28 Nov 2006 0:45	5.61	15.4
24 Nov 2006 19:27	5.60	13.3
27 Nov 2006 22:42	5.60	13.3
09 Dez 2006 8:09	5.60	13.3
04 Mar 2006 22:25	5.58	11.8
04 Mar 2006 23:58	5.58	11.8
24 Nov 2006 13:08	5.58	9.1
27 Nov 2006 21:10	5.58	15.4
06 Dez 2006 0:40	5.58	15.4
06 Dez 2006 1:45	5.58	15.4
24 Nov 2006 7:36	5.57	14.3
21 Mai 2006 23:03	5.56	13.3
25 Nov 2006 0:44	5.56	11.8
23 Out 2006 19:58	5.55	14.3
03 Dez 2006 19:20	5.55	15.4
03 Dez 2006 15:25	5.53	13.3
06 Dez 2006 3:58	5.53	14.3
21 Mai 2006 23:33	5.52	13.3
22 Mai 2006 5:23	5.52	14.3
06 Jan 2006 19:01	5.51	12.5
27 Nov 2006 8:23	5.51	18.2
09 Dez 2006 11:12	5.51	14.3
04 Mar 2006 23:27	5.50	11.8
24 Nov 2006 17:14	5.50	10.0
22 Mai 2006 4:26	5.49	14.3
15 Jan 2006 19:32	5.48	15.4
16 Jan 2006 7:39	5.48	15.4
05 Dez 2006 14:38	5.48	14.3
16 Jan 2006 2:10	5.47	14.3
04 Mar 2006 21:24	5.47	10.0
04 Mar 2006 20:53	5.45	11.1
04 Mar 2006 22:56	5.45	11.8
24 Nov 2006 6:55	5.45	13.3
04 Dez 2006 0:30	5.45	15.4

A.2 – Levantamento topo-hidrográfico da zona costeira afectada pela construção dos esporões norte e sul de Espinho, em 1988. Fonte: Hidrotécnica, 1991.

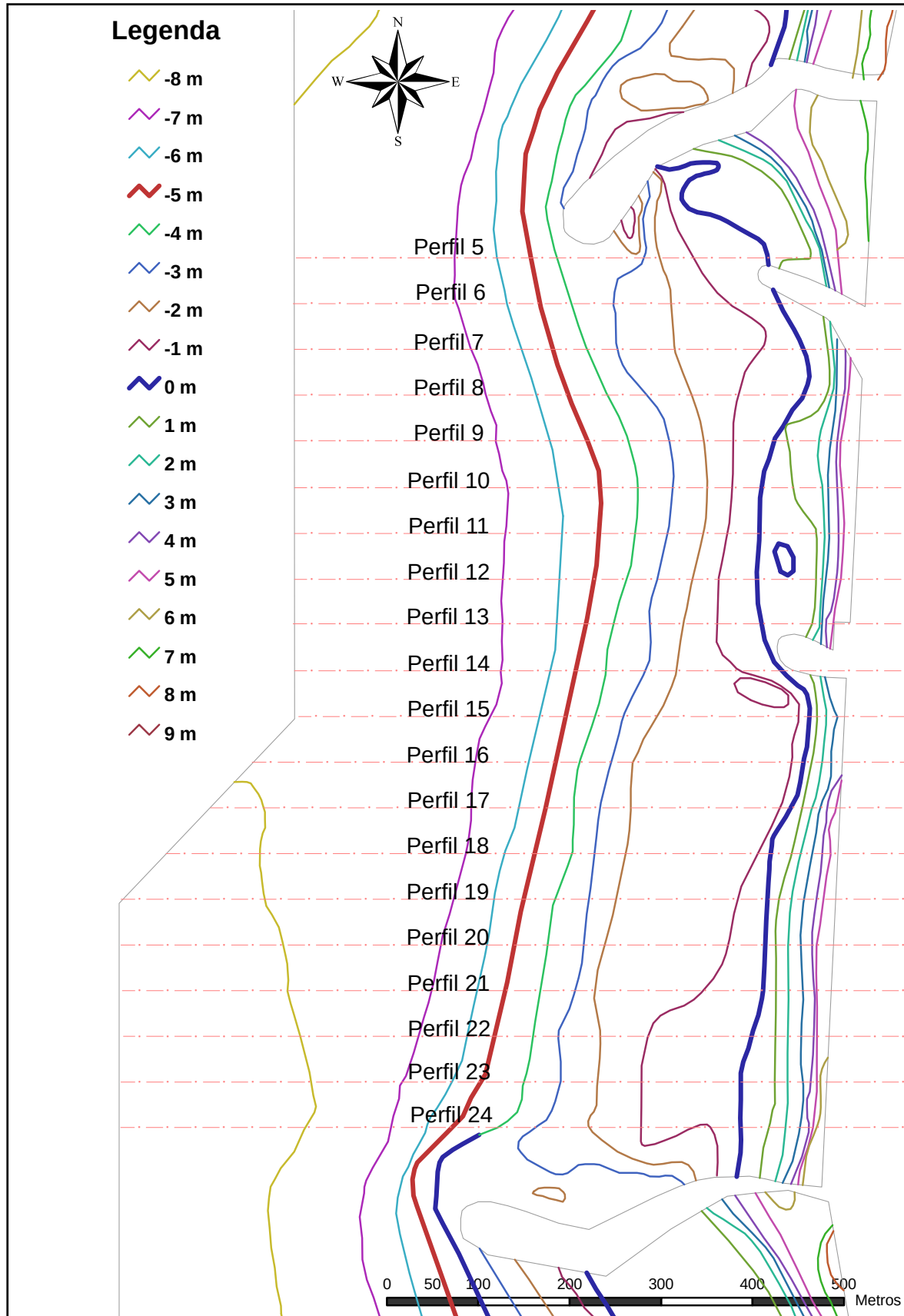
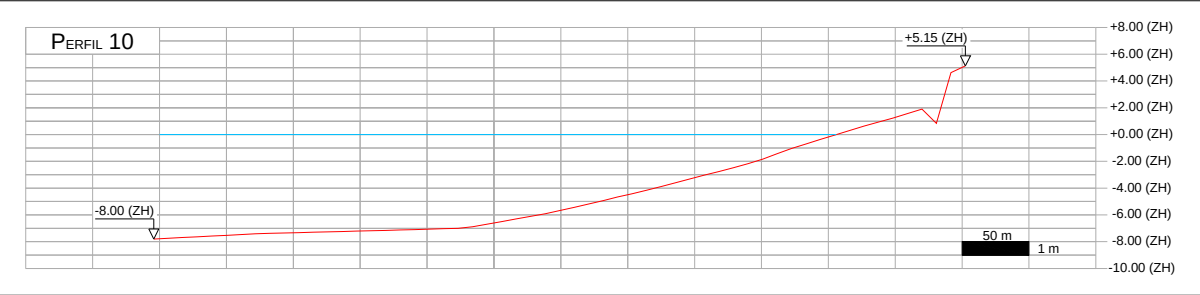
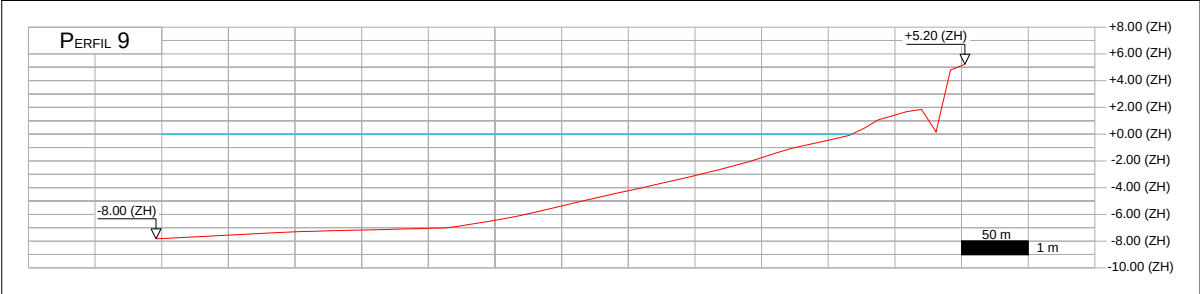
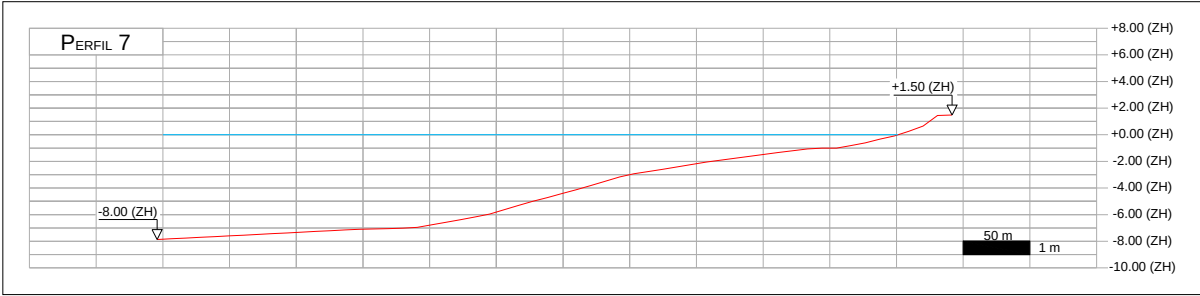
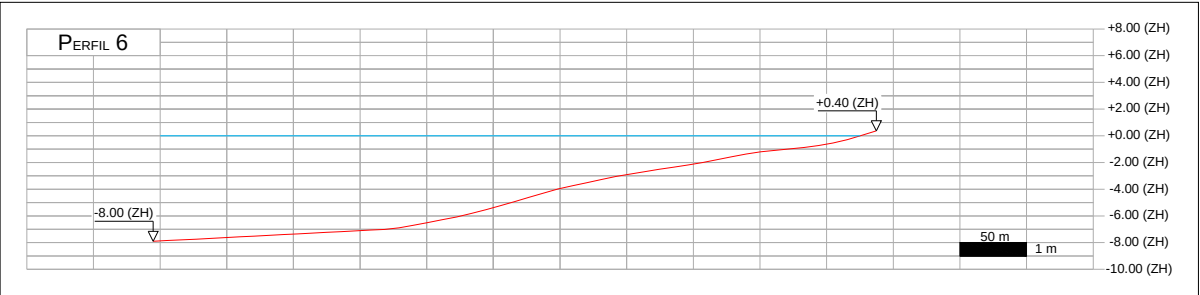
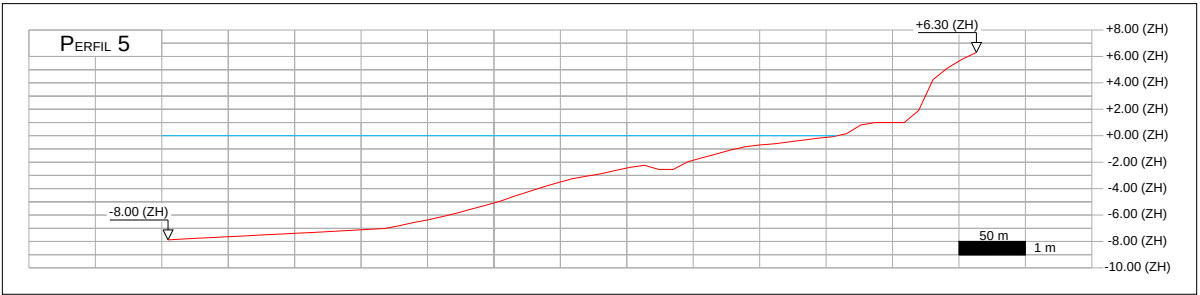
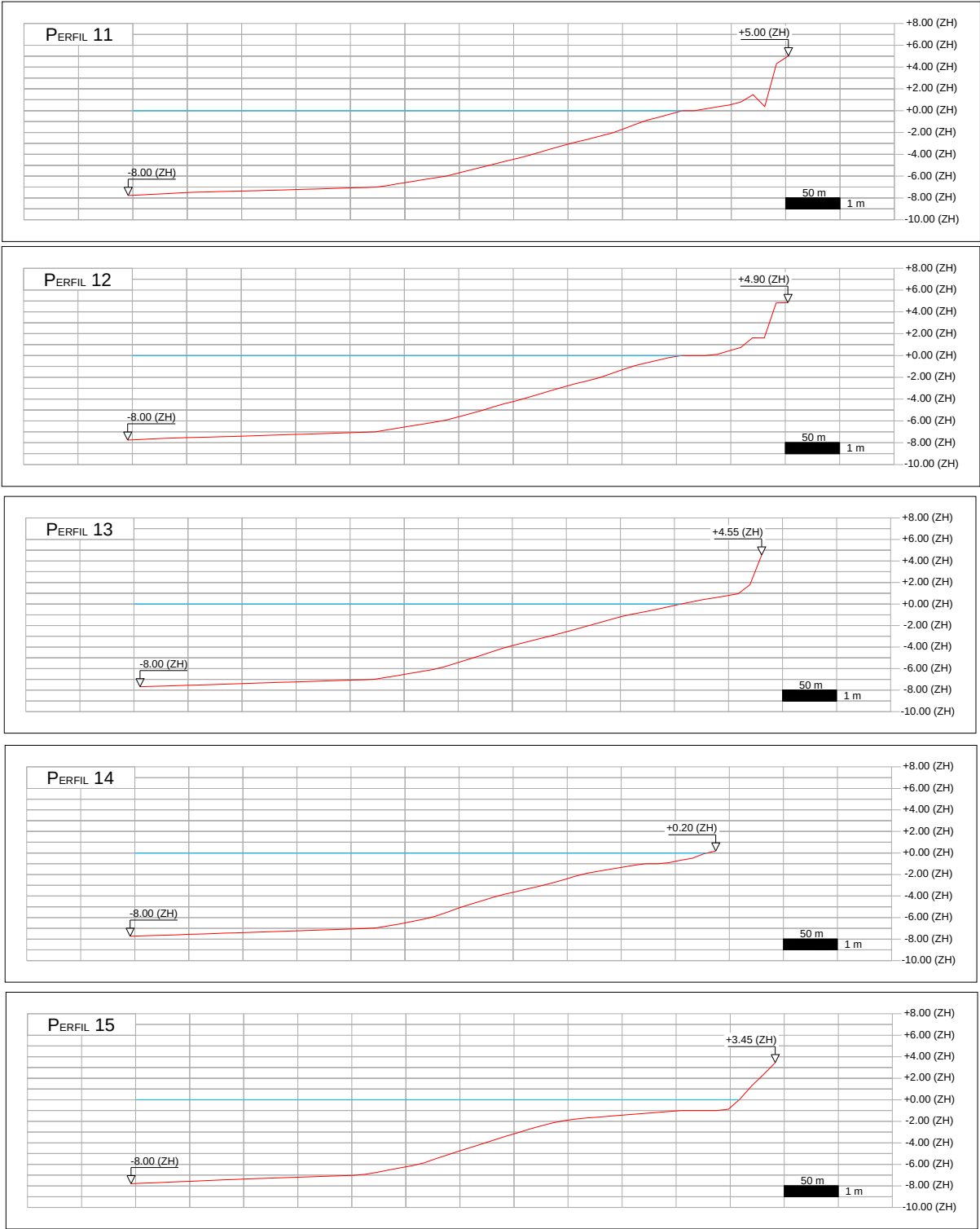
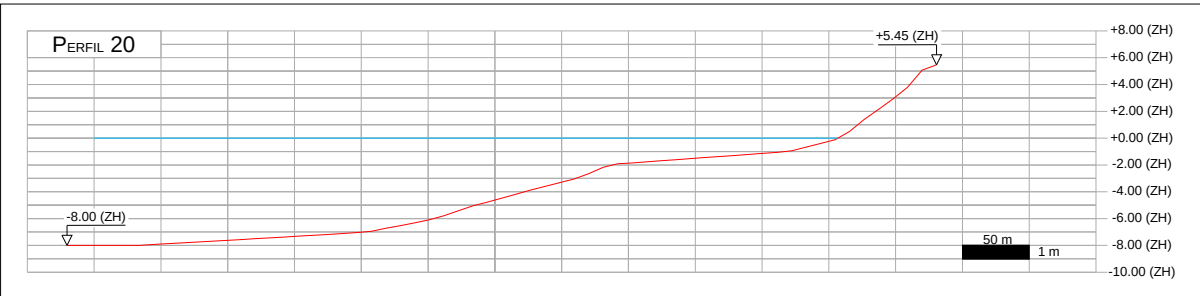
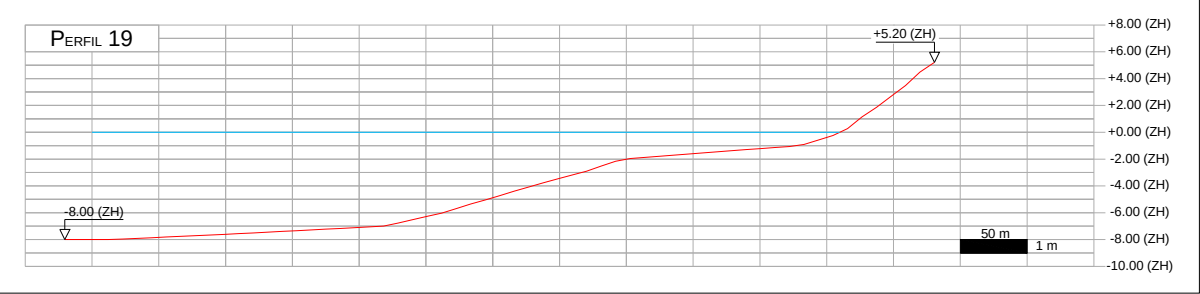
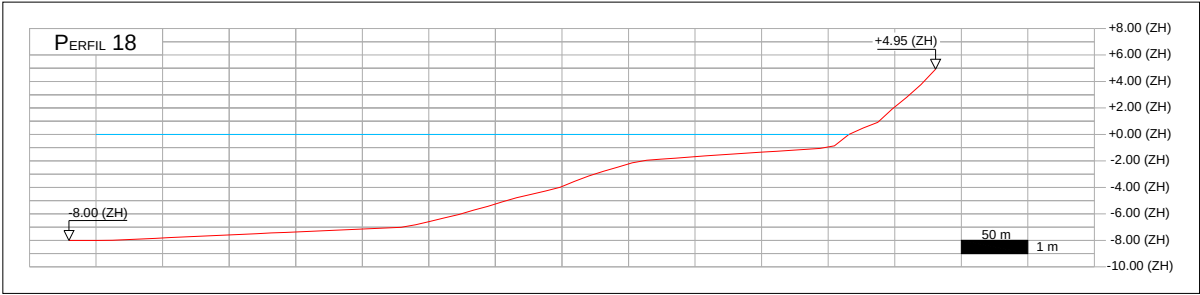
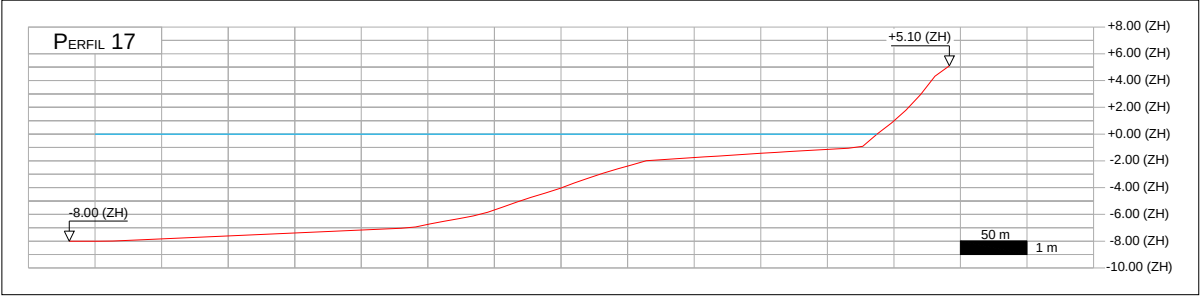
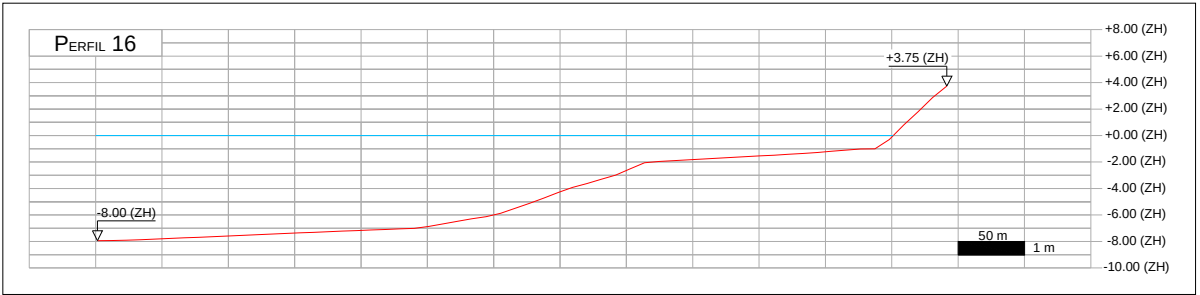


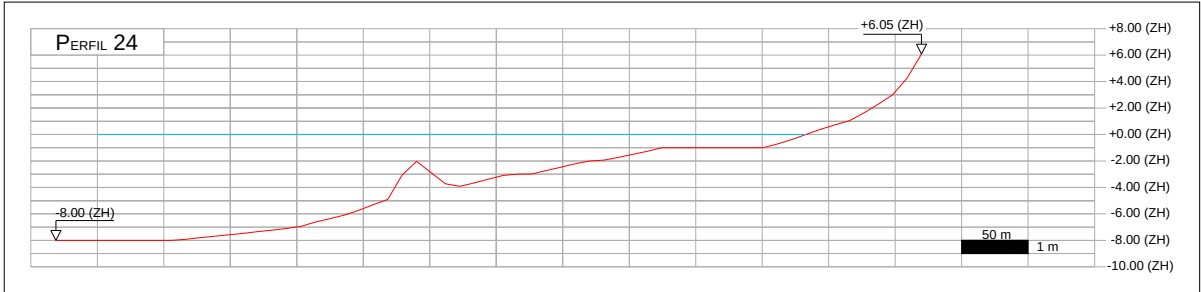
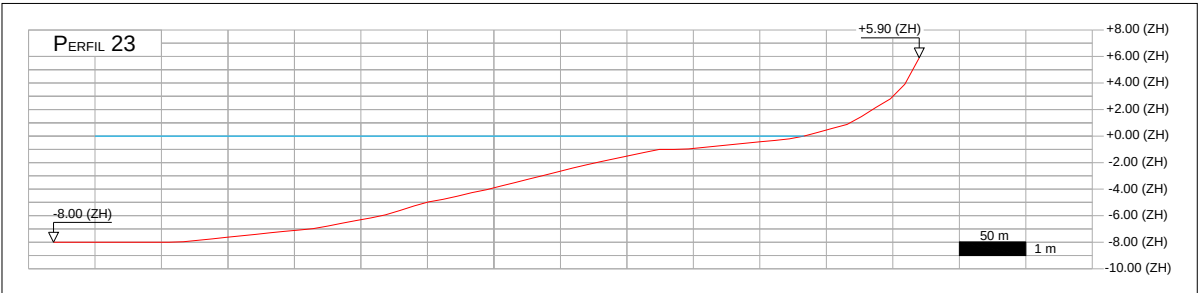
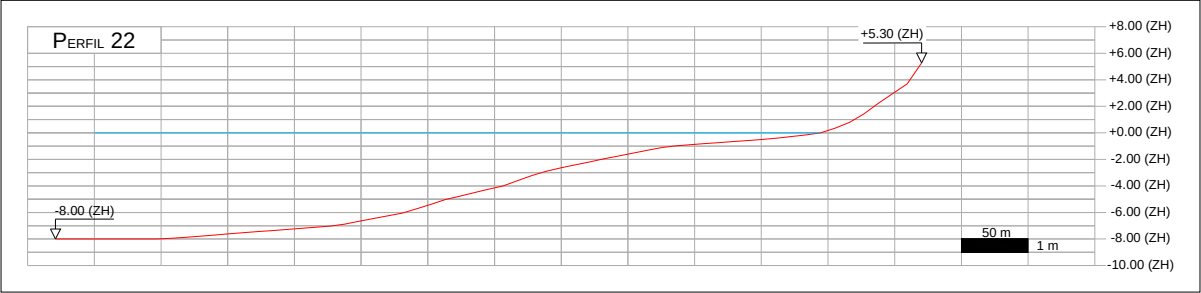
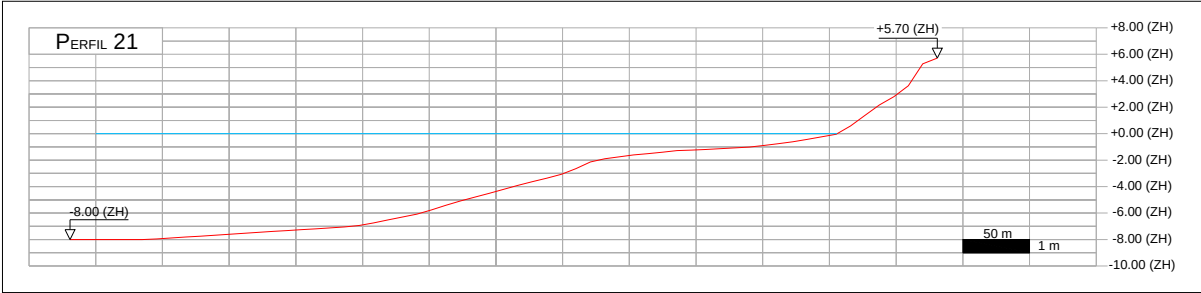
Figura A.1 – Planta topo-hidrográfica da zona de implantação de 1988.

A.3 – Perfis transversais da zona em estudo.









A.4 – Alturas de onda na zona da cabeça dos esporões norte e sul de Espinho, de acordo com as teorias de cálculo consideradas.

Tabela A.2 – Alturas de onda de projecto adoptadas e calculadas, de acordo com as diferentes teorias de cálculo, relativas aos esporões norte e sul de Espinho.

Esporões Norte e Sul de Espinho – Ano 1981/83													
Teorias de Cálculo	Z _{fundo} [m]	N _{pmav} [m]	d [m]	i _{fundo} [%]	T [seg]	H _{max,o} [m]	L _o [m]	S _{op}	2pd/L _o	H _{r,calc} [m]	H _{r,real} [m]	Comparação	Δ
Maior onda compatível com a profundidade	-7.00	3.50	10.50	2%	12	8.19	-	-	-	8.19	9.50	KO	1.310
	-4.00	3.50	7.50	2%	12	5.85	-	-	-	5.85	7.00	KO	1.150
Teoria Linear - Solução de Airy (Velloso G.) - Empolamento	-7.00	3.50	10.50	2%	12	8.19	224.83	-	0.29	11.00	9.50	KO	-1.495
	-4.00	3.50	7.50	2%	12	5.85	224.83	-	0.21	9.17	7.00	KO	-2.167
Critério de Battjes and Jassen (1978)	-7.00	3.50	10.50	2%	12	-	224.83	-	0.29	8.98	9.50	KO	0.520
	-4.00	3.50	7.50	2%	12	-	224.83	-	0.21	6.50	7.00	KO	0.498
Critério de Miche modificado (1951)	-7.00	3.50	10.50	2%	12	-	224.83	-	0.29	6.41	9.50	KO	3.086
	-4.00	3.50	7.50	2%	12	-	224.83	-	0.21	4.64	7.00	KO	2.355
Critério de Booij et al. - SWAN (1999)	-7.00	3.50	10.50	2%	12	7.67	-	-	-	7.67	9.50	KO	1.835
	-4.00	3.50	7.50	2%	12	5.48	-	-	-	5.48	7.00	KO	1.525
Critério de Nelson (1994, 1997)	-7.00	3.50	10.50	2%	12	-	-	-	-	10.85	9.50	KO	-1.346
	-4.00	3.50	7.50	2%	12	-	-	-	-	7.75	7.00	KO	-0.747
Critério de Baldock et al. (1998)	-7.00	3.50	10.50	2%	12	8.19	224.83	0.04	-	9.00	9.50	KO	0.499
	-4.00	3.50	7.50	2%	12	5.85	224.83	0.03	-	5.85	7.00	KO	1.154
Δ mínimo =												0.498	

A.5 – Números de estabilidade das secções do quebramar destacado parametrizados por distintos valores de alturas adimensionais de água acima do coroamento, F_d .

Tabela A.3 – Números de estabilidade, N_s , das secções consideradas no dimensionamento estrutural segundo Vidal *et al.*, 2000.

				Extremo Inferior $Fd_0 = -2.01$	Extremo Superior $Fd_\infty = 2.4$	FS_1 $Fd = 0.54$	FS_2 $Fd = 0.46$	C $Fd = 0.61$	BH $Fd = 0.47$
	A	B	C	N_{s_0}	N_{s_∞}	N_s	N_s	N_s	N_s
Front Slope (FS)	1.831	-0.245	0.012	2.372	1.312	1.703	1.720	1.686	
Crest (C)	1.652	0.0182	0.159	2.258	2.612			1.722	
Back Slope (BS)	2.257	-0.54	0.115	3.807	1.623			1.971	
Back Head (BH)	1.681	-0.474	0.105	3.058	1.148				1.482
Total Slope (TS)	1.6018	-0.2592	0.073	2.418	1.401				

A.6 – Planta dos actuais esporões centrais de Espinho.

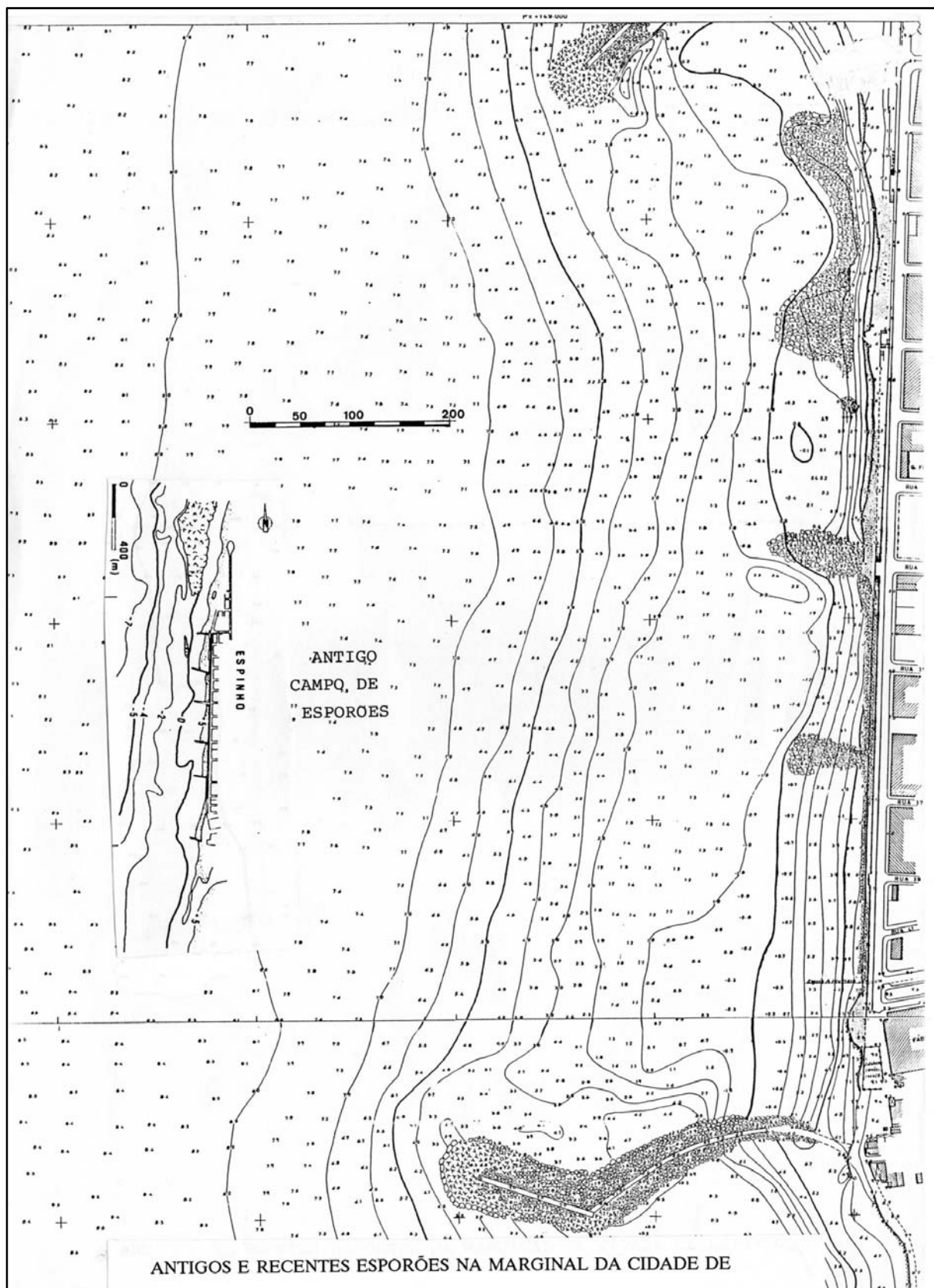


Figura A.2 – Planta dos actuais esporões centrais de Espinho.

A.7 – Planta pormenor do esporão norte de Espinho.

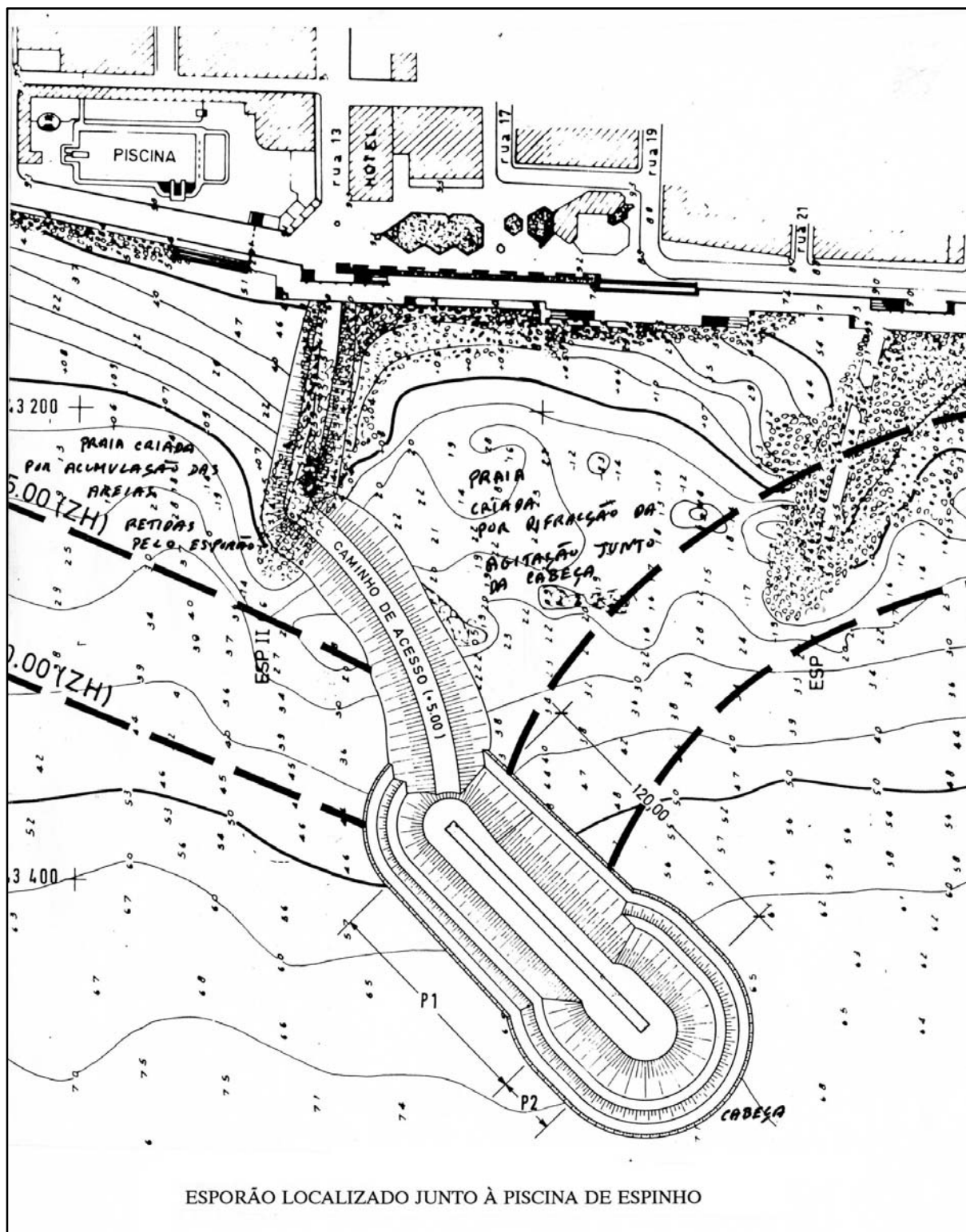


Figura A.3 – Planta pormenor do esporão norte de Espinho.

A.8 – Perfis P1 e P2, localizados na cabeça do esporão norte de Espinho.

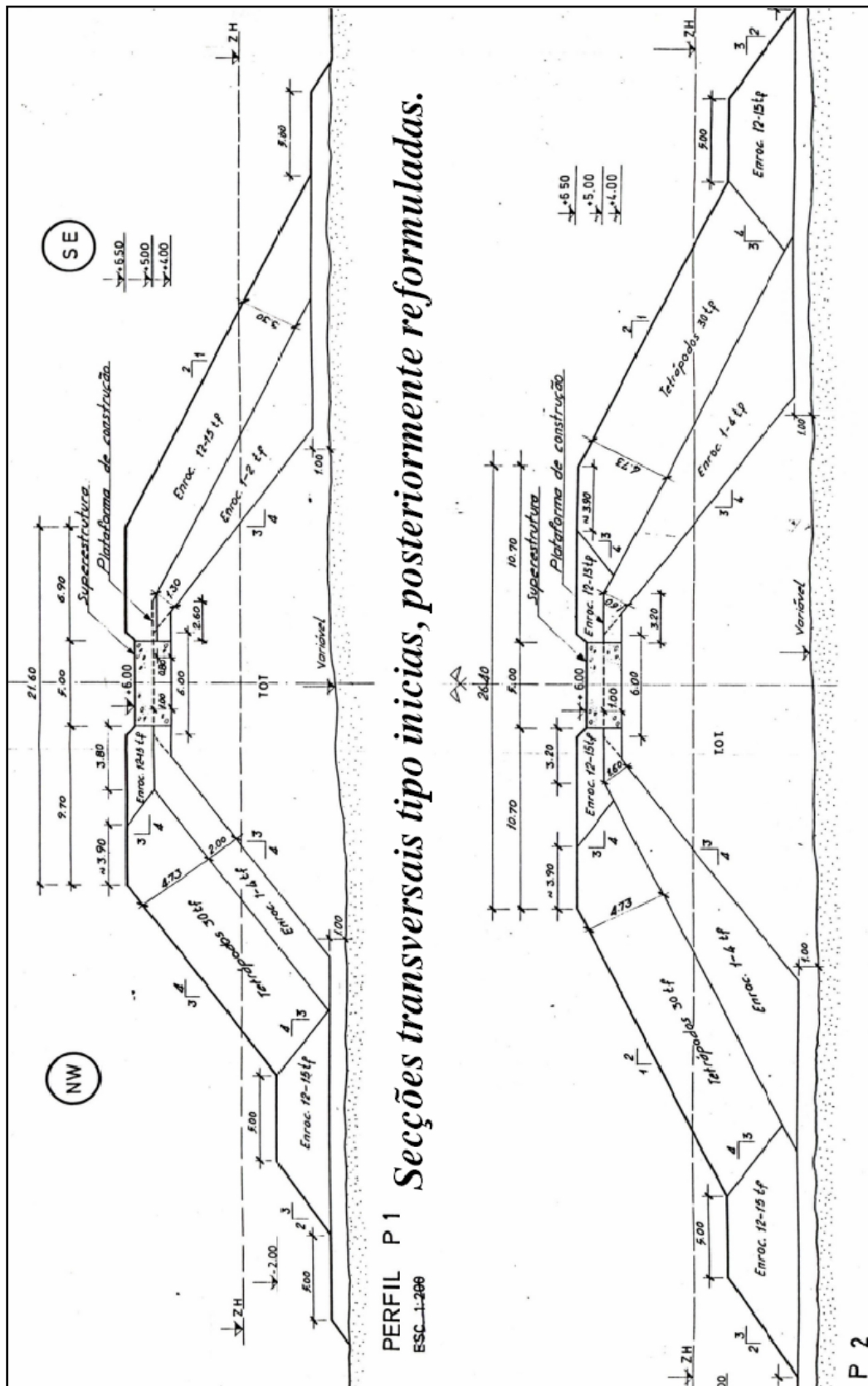


Figura A.4 – Perfis P1 e P2 da cabeça do esporão norte de Espinho.

A.9 – Cálculo do comprimento do quebramar destacado pelo método do *Japanese Ministry of Construction*, a uma profundidade média de 9.90 m.

Tabela A.4 – Parâmetros de cálculo do método JMC.

Largura da saliência desejada,	X_s	310 m
Comprimento da linha de costa a proteger,	L_p	1200 m
Inclinação do Talude da Praia	I	0.025
Média das 5 mais altas alturas de onda que ocorrem no local num ano	H_{05}	7.14 m
Período de onda de H_{05} ,	T_{05}	15.25 s
Comprimento de Onda associado a T_{05} ,	L_{05}	363.14 m
A praia possui uma barra extensa bem desenvolvida, inclinação suave, com sedimentos arenosos	Tipo	B
Declividade da onda em águas profundas,	H_5/L_5	0.020
Profundidade de rebentação local,	d_{b5}	12.05 m
Profundidade de rebentação a sotamar da largura da saliência,	$X_s I$	7.75 m
Profundidade de água para dimensionamento junto à estrutura,	d'	9.90 m

Tabela A.5 – Largura da saliência calculada, X_s' , para a profundidade de 9.90 m.

Parâmetro Local para praia	$d'/d_{b5} =$	0.822
Quociente de área da saliência,	$SAR =$	0.95
Distância da estrutura à linha de costa, d'/I	$X' =$	396 m
Largura da saliência ($SAR \times X'$),	$X_s' =$	375 m

A.10 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Tabela A.6 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +4.00 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Modelos Empíricos (Quebramar Singular)	Condições de Aplicabilidade		Resposta da Linha de Costa	
	Condição	Resultado	Saliência	Tômbolo
Harris e Herbich (1986); Dally e Pope (1986)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Pilarczyc (2003)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
	Quebramar Submerso	N/A		
Hanson e Krause (1989, 1990)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Ming e Chiew (2000)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
Shu e Dalrymple (1987)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Gourlay (1981)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Black e Andrews (2001)	Quebramar Submerso	N/A		
Black e Mead (1999) e Andrews (1997)	Ilha	Quebramar Submerso	N/A	

A.11 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Tabela A.7 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +4.00 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Modelos Empíricos (Quebramar Singular)	Condições de Aplicabilidade		Resposta da Linha de Costa	
	Condição	Resultado	Saliência	Tômbolo
Harris e Herbich (1986); Dally e Pope (1986)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Pilarczyc (2003)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
	Quebramar Submerso	N/A		
Hanson e Krause (1989, 1990)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
Ming e Chiew (2000)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
Shu e Dalrymple (1987)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Gourlay (1981)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Black e Andrews (2001)	Quebramar Submerso	N/A		
Black e Mead (1999) e Andrews (1997)	Ilha	Quebramar Submerso	N/A	

A.12 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.50 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Tabela A.8 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +4.50 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Modelos Empíricos (Quebramar Singular)	Condições de Aplicabilidade		Resposta da Linha de Costa	
	Condição	Resultado	Saliência	Tômbolo
Harris e Herbich (1986); Dally e Pope (1986)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Pilarczyc (2003)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
	Quebramar Submerso	N/A		
Hanson e Krause (1989, 1990)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Ming e Chiew (2000)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
Shu e Dalrymple (1987)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Gourlay (1981)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Black e Andrews (2001)	Quebramar Submerso	N/A		
Black e Mead (1999) e Andrews (1997)	Ilha	Quebramar Submerso	N/A	

A.13 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +4.50 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Tabela A.9 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +4.50 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Modelos Empíricos (Quebramar Singular)	Condições de Aplicabilidade		Resposta da Linha de Costa	
	Condição	Resultado	Saliência	Tômbolo
Harris e Herbich (1986); Dally e Pope (1986)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Pilarczyc (2003)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
	Quebramar Submerso	N/A		
Hanson e Krause (1989, 1990)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Ming e Chiew (2000)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
Shu e Dalrymple (1987)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Gourlay (1981)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Black e Andrews (2001)	Quebramar Submerso	N/A		
Black e Mead (1999) e Andrews (1997)	Ilha	Quebramar Submerso	N/A	

A.14 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +5.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Tabela A.10 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +5.00 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Briganti *et al.*, 2003.

Modelos Empíricos (Quebramar Singular)	Condições de Aplicabilidade		Resposta da Linha de Costa	
	Condição	Resultado	Saliência	Tômbolo
Harris e Herbich (1986); Dally e Pope (1986)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Pilarczyc (2003)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
	Quebramar Submerso	N/A		
Hanson e Krause (1989, 1990)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Ming e Chiew (2000)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
Shu e Dalrymple (1987)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Gourlay (1981)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Black e Andrews (2001)	Quebramar Submerso	N/A		
Black e Mead (1999) e Andrews (1997)	Ilha	Quebramar Submerso	N/A	

A.15 – Respostas da linha de costa pelos modelos empíricos, para a cota de coroamento +5.00 m (ZH) e coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Tabela A.11 – Resposta da linha de costa para a cota de coroamento +5.00 m (ZH), com coeficiente de transmissão de Ahrens, 2001.

Modelos Empíricos (Quebramar Singular)	Condições de Aplicabilidade		Resposta da Linha de Costa	
	Condição	Resultado	Saliência	Tômbolo
Harris e Herbich (1986); Dally e Pope (1986)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Pilarczyc (2003)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
	Quebramar Submerso	N/A		
Hanson e Krause (1989, 1990)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Ming e Chiew (2000)	Quebramar Emerso	Aplicável	X	
Shu e Dalrymple (1987)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Gourlay (1981)	Quebramar Emerso	Aplicável		X
Black e Andrews (2001)	Quebramar Submerso	N/A		
Black e Mead (1999) e Andrews (1997)	Ilha Quebramar Submerso	N/A		

A.16 – Pesos unitários e espessuras dos elementos constituintes da secção corrente.

Tabela A.12 – Características do Manto Resistente da secção corrente, sem afectação do intervalo de graduação [75;125] %.

Manto Resistente				Coroamento do Manto Resistente	
$W_{\text{Manto Resistente}}$ [kN]	e_{Δ} [m]	Nº de Camadas	Espessura [m]	Numero de Blocos em 17 m	Largura do Coroamento [m]
100	1.71	2	3.4	10	17

Tabela A.13 – Características do Filtro da secção corrente, sem afectação do intervalo de graduação [75;125] %.

Sub-Camada				Coroamento da Sub-Camada	
W_{Filtro} [kN]	e_{Δ} [m]	Nº de Camadas	Espessura [m]	Numero de Blocos em 10m	Largura do Coroamento [m]
10	0.79	2	1.6	16	12.7

Tabela A.14 – Características das Risbermas da secção corrente, sem afectação do intervalo de graduação [75;125] %.

Risberma Anterior				Risberma Posterior			
W_{Risberma} [kN]	e_{Δ} [m]	Largura da Risberma ($5e_{\Delta}$)	Altura da Risberma ($2e_{\Delta}$)	W_{Risberma} [kN]	e_{Δ} [m]	Largura da Risberma ($5e_{\Delta}$)	Altura da Risberma ($2e_{\Delta}$)
20	1.00	5.0	2.0	10	0.79	4.0	1.6

Tabela A.15 – Características do Núcleo da secção corrente.

Núcleo		
$W_{\text{Núcleo}}$ [kN]	e_{Δ} [m]	$W_{\text{Núcleo}}$ [kN]
0.5	0.29	T.O.T.

Tabela A.16 – Características da Plataforma de Construção da secção corrente.

Plataforma de Trabalho na Sub-Camada	
Número de Blocos em 7.6 m	Largura do Coroamento [m]
10	7.9

A.17 – Pesos unitários e espessuras dos elementos constituintes da secção da cabeça.

Tabela A.17 – Características do Manto Resistente da secção da cabeça, sem afectação do intervalo de gradação [75;125] %.

Manto Resistente				Coroamento do Manto Resistente	
$W_{\text{Manto Resistente}}$ [kN]	e_{Δ} [m]	Nº de Camadas	Espessura [m]	Numero de Blocos em 17.4m	Largura do Coroamento [m]
120	1.82	2	3.6	11	20

Tabela A.18 – Características do Filtro da secção da cabeça, sem afectação do intervalo de gradação [75;125] %.

Sub-Camada				Coroamento da Sub-Camada	
W_{Filtro} [kN]	e_{Δ} [m]	Nº de Camadas	Espessura [m]	Numero de Blocos em 10m	Largura do Coroamento [m]
10	0.79	2	1.6	12	10

Tabela A.19 – Características das Risbermas da secção da cabeça, sem afectação do intervalo de gradação [75;125] %.

Risberma Anterior				Risberma Posterior			
W_{Risberma} [kN]	e_{Δ} [m]	Largura da Risberma ($5e_{\Delta}$)	Altura da Risberma ($2e_{\Delta}$)	W_{Risberma} [kN]	e_{Δ} [m]	Largura da Risberma ($4e_{\Delta}$)	Altura da Risberma ($2e_{\Delta}$)
20	1.00	5.0	2.0	10.0	0.79	3.2	1.6

Tabela A.20 – Características do Núcleo da secção da cabeça.

Núcleo		
$W_{\text{Núcleo}}$ [kN]	e_{Δ} [m]	$W_{\text{Núcleo}}$ [kN]
0.5	0.29	T.O.T.

Tabela A.21 – Características da Plataforma de Construção da secção da cabeça.

Plataforma de Trabalho na Sub-Camada	
Número de Blocos em 7.6 m	Largura do Coroamento [m]
10	7.9

A.18 – Modelo 3D do Quebramar Destacado.

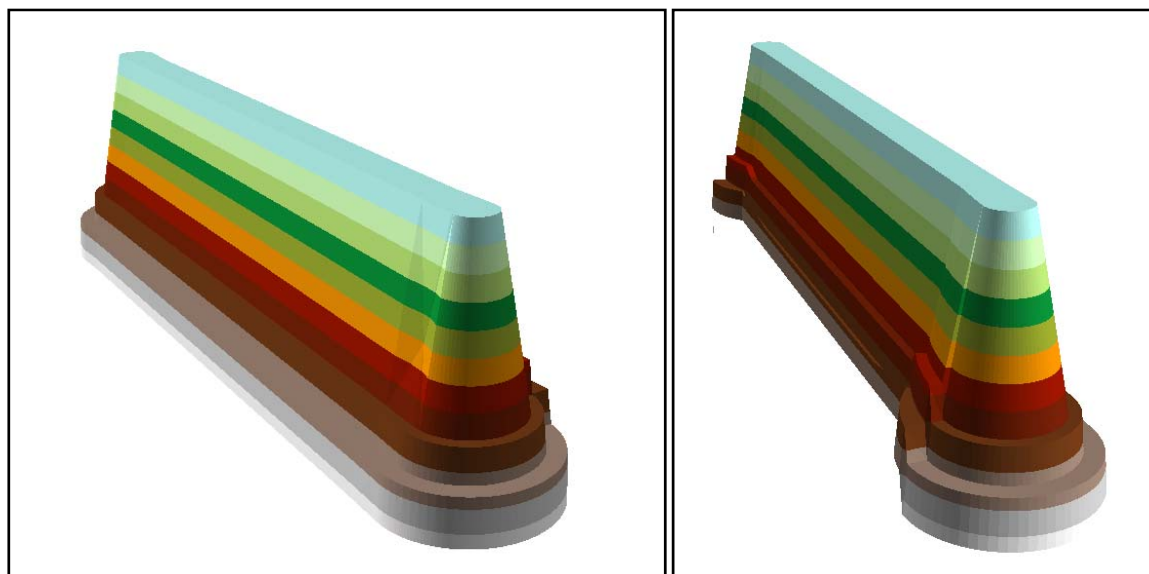


Figura A.5 - Representação em modelo 3D do Quebramar Destacado (ESC V/H: 10).

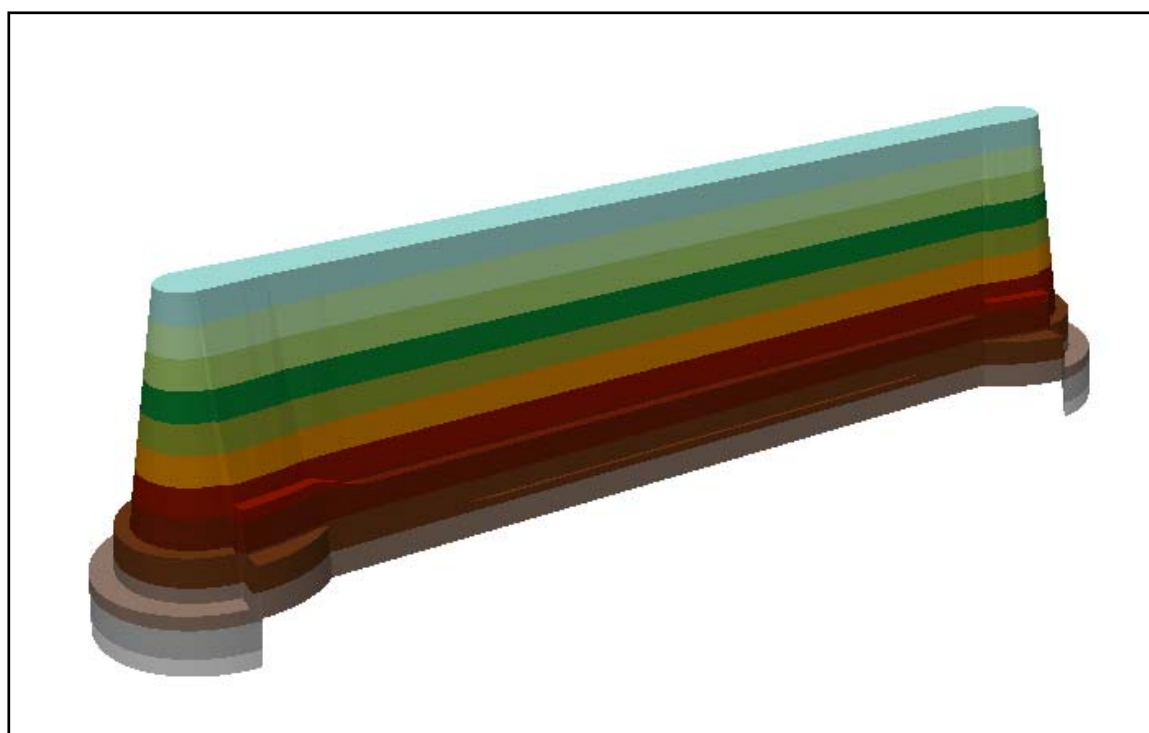


Figura A.6 - Representação em modelo 3D do Quebramar Destacado (ESC V/H: 10).

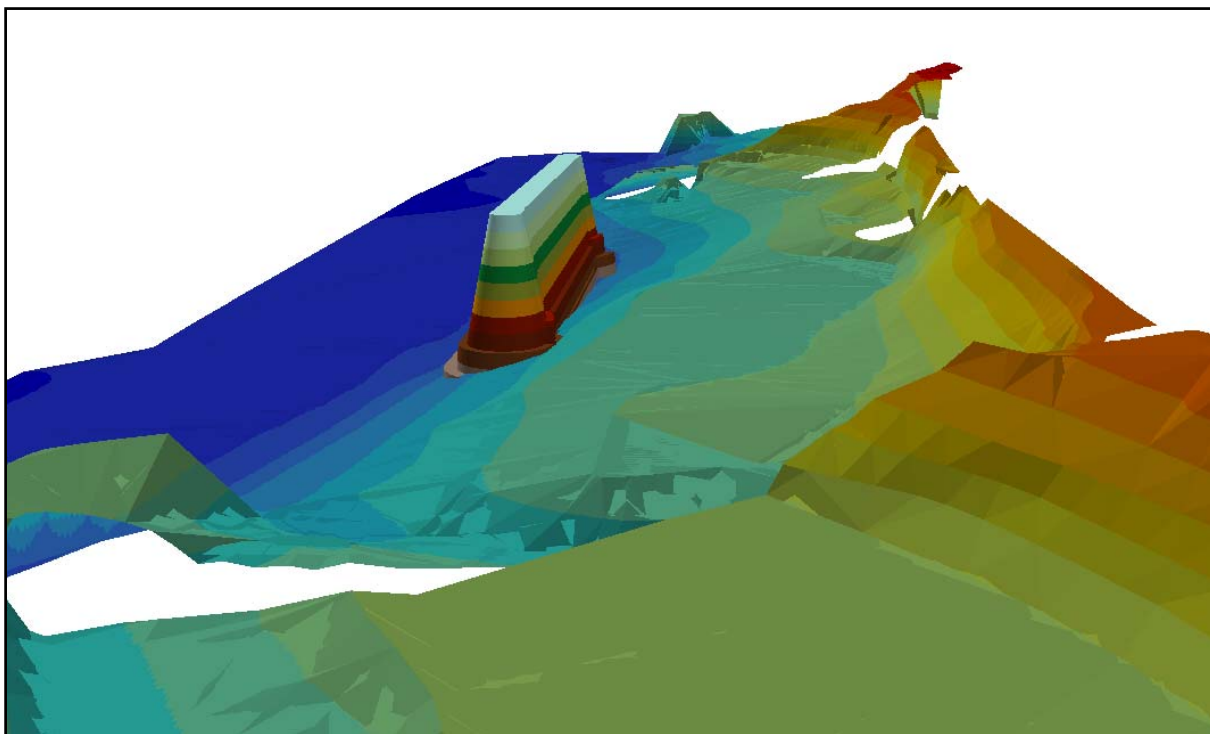


Figura A.7 - Representação em modelo 3D do Quebramar Destacado inserido nas batimétricas do talude de implantação (ESC V/H: 10).

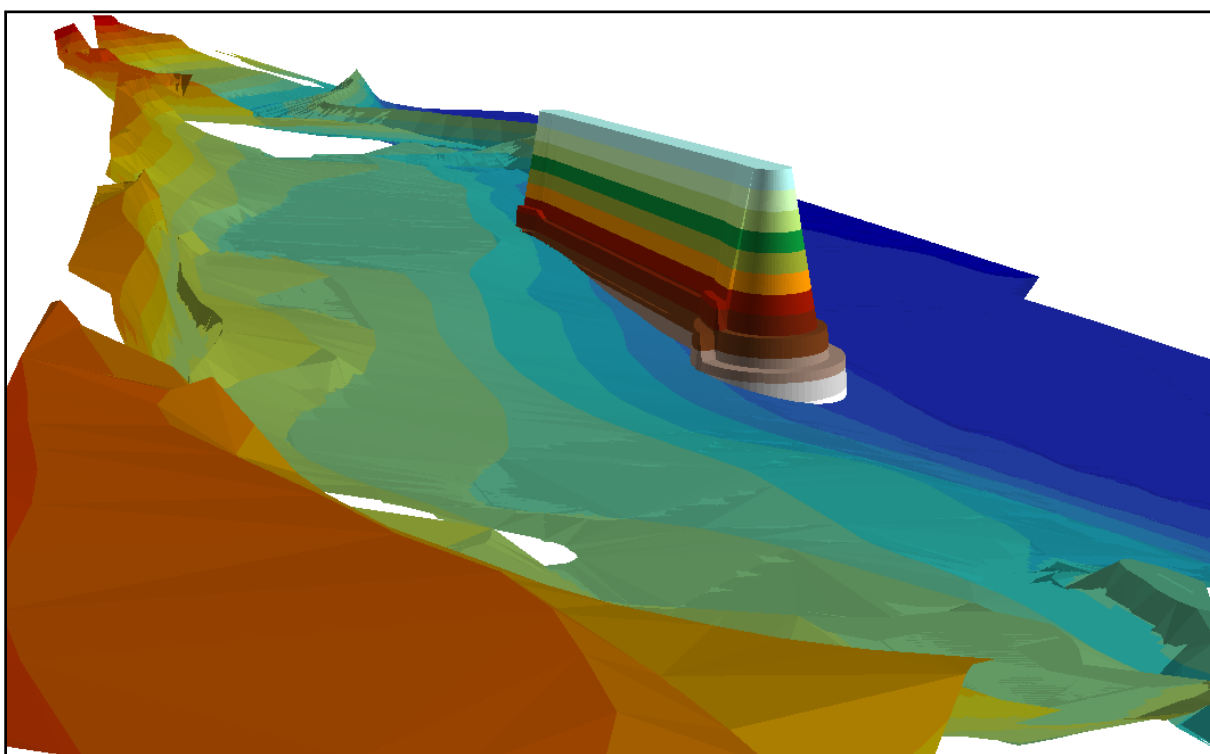


Figura A.8 - Representação em modelo 3D do Quebramar Destacado inserido nas batimétricas do talude de implantação (ESC V/H: 10).

