



Rafael António Parado Pais do Amaral
Licenciado em Ciências da Engenharia

Metodologia para dimensionamento
probabilístico de quebra-mares de talude.
Aplicação ao molhe leste do Porto de Sines.



Metodologia para dimensionamento probabilístico de quebra-mares de talude. Aplicação ao molhe Leste do Porto de Sines.

Rafael António Parado Pais do Amaral

Licenciado em Ciências da Engenharia

Orientadora: Professora Doutora Maria Graça Neves
Professora Associada com agregação, Universidade NOVA de Lisboa

Júri:

Presidente: Professor Doutor António Pinho Ramos
Professor catedrático, Universidade NOVA de Lisboa

Arguente: Professor Doutor Diogo Mendes
Professor auxiliar, Instituto Superior Técnico

Orientador: Professora Doutora Maria Graça Neves
Professora Associada com agregação, Universidade NOVA de Lisboa

Metodologia para dimensionamento probabilístico de quebra-mares de talude. Aplicação ao molhe leste do Porto de Sines.

Copyright © Rafael Amaral, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que

Este documento foi criado com o processador de texto Microsoft Word e o template NOVAthesis Word [11].

Dedicado aos engenheiros do mundo e aos que estão por ser.

AGRADECIMENTOS

Há quem deixe o melhor para o fim... Pessoalmente, gostaria de começar por agradecer ao melhor desta dissertação - Sra. Dra. Prof^a. Maria Graça Neves. Sem o seu apoio incansável, humildade inigualável e sabedoria notável dificilmente teria realizado um trabalho de que me orgulhasse tanto como o que aqui se apresenta.

O meu segundo grande agradecimento tem de ir para a empresa Oceaning, com uma especial dedicação ao Sr. Ricardo Carvalho e à Sra. Maria Cristina Afonso. Todo o apoio que me deram em horários pós-laboral não tem preço e ficar-vos-ei eternamente agradecido. Quem sabe um dia possamos vir a ser colegas de profissão.

Outro agradecimento vai para o colega de doutoramento Miguel Santamaría. Sem a sua ajuda esta dissertação pôde alcançar todos os objetivos definidos no início.

Agradeço ainda a *Puertos del Estado* pela disponibilização dos dados tão necessários para realizar esta dissertação.

Agradeço por fim a toda a minha família e amigos que me apoiaram no decorrer deste longo percurso. Dedicatória especial: António Amaral, Paulo Amaral, Ana Parado, Rita Aires.

Desde que me reconheço como pessoa que o meu maior desejo foi poder contribuir positivamente para o avanço da ciência e engenharia. Hoje, através desta dissertação, posso dizer que consegui. Falta agora ter uma equação com o meu nome... Quem sabe um dia.

RESUMO

A presente dissertação teve como objetivo apresentar metodologias de pré-dimensionamento e verificação de segurança semi-probabilística e probabilística, nível 1 e 3, respetivamente, aplicadas a um caso de estudo real: o quebra-mar Oeste do molhe Leste do Porto de Sines, Portugal. Foram verificados os modos de falha por galgamento (estado limite de serviço - ELS) e estabilidade hidráulica (estado limite último - ELU). Para tal feito, definiram-se as condições de agitação junto à obra a partir da propagação do regime de extremos obtido com os dados de agitação ao largo ao longo de 40 anos no nó SIMAR 1044052 fornecidos pela entidade *Puertos del Estado*. Através do *software* CMS-Wave, propagaram-se as condições de agitação extremas do largo até junto à obra e assim definiram-se as ações de projeto a considerar no dimensionamento da estrutura. Para as verificações de nível 1 utilizaram-se as equações de Hudson e de Van der Meer para o peso dos blocos e do EurOtop para o galgamento, tendo-se baseado a escolha dos coeficientes de segurança nas recomendações da PIANC e na ROM0.0. Com este método definiu-se a cota de coroamento da estrutura 5.14m acima do nível do mar em repouso e um peso dos blocos do manto resistente exterior de $W=55$ toneladas. Das verificações de nível 3, utilizando o método de Monte Carlo, as equações de Hudson para o peso dos blocos, as formulações do EurOtop para o galgamento e as recomendações estipuladas na ROM0.0 e ROM0.1-09, obtiveram-se as probabilidades de falha de 1.34% para o ELU (queda de blocos), que não verifica os valores propostos na ROM0.0 e de 1.8% para o galgamento, que verifica. De forma a não ultrapassar a probabilidade de falha máxima recomendada pela ROM para o ELU, aumentou-se o peso dos blocos de 55 para 60 toneladas e desta forma obteve-se uma probabilidade de falha aproximada de 0.8%.

Palavras chave: Nível 1, Nível 3, verificação de segurança, pré-dimensionamento, probabilístico, galgamento, estabilidade hidráulica, agitação, probabilidade de falha

ABSTRACT

The present thesis aimed to present semi-probabilistic and probabilistic pre-dimensioning and safety verification methodologies, levels 1 and 3 respectively, applied to a real case study: the West breakwater of the East pier of the Port of Sines, Portugal. The failure modes by overtopping (serviceability limit state - SLS) and hydraulic stability (ultimate limit state - ULS) were verified. For this purpose, the wave conditions at the site were defined based on the propagation of the extreme regime obtained from offshore wave data over 40 years at SIMAR node 1044052, provided by Puertos del Estado. Using CMS-Wave software, the extreme offshore wave conditions were propagated to the vicinity of the structure, thereby defining the design actions to be considered in the structure's basic design. For the level 1 verifications, Hudson's and Van der Meer's equations were used for the weight of the blocks, and EurOtop for overtopping, with the choice of safety coefficients based on PIANC and ROM0.0 recommendations. This method defined the crest elevation of the structure at 5.14m above the still water level and a weight of the outer armor layer blocks of $W=55$ tons. From the level 3 verifications, using the Monte Carlo method, Hudson's equations for block weight, EurOtop's formulations for overtopping, and the recommendations stipulated in ROM0.0 and ROM0.1-09, failure probabilities of 1.34% for ULS (block failure), which does not meet the values proposed in ROM0.0, and 1.8% for overtopping, which does meet the values, were obtained. To avoid exceeding the maximum failure probability recommended by ROM for ULS, the block weight was increased from 55 to 60 tons, resulting in an approximate failure probability of 0.8%.

Keywords: Level 1, Level 3, safety verification, pre-design, probabilistic, overtopping, hydraulic stability, wave agitation, failure probability

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Estrutura da dissertação.....	2
2	DIMENSIONAMENTO DE QUEBRA-MARES DE TALUDES: MÉTODOS PROBABILÍSTICOS DE NÍVEL 1 E 3 ...	5
2.1	Quebra-mar de talude.....	5
2.2	Modos de Falha.....	8
2.2.1	Galgamento	9
2.2.2	Estabilidade hidráulica.....	12
2.3	Metodologia probabilística.....	13
2.3.1	Distribuição de Gumbel	15
2.3.2	Distribuição de Weibull.....	16
2.3.3	Distribuição LogNormal	16
2.3.4	Distribuição <i>Generalized Pareto (GPD)</i>	17
2.4	Métodos de Verificação	17
2.4.1	Nível 1	17
2.4.2	Nível 3.....	20
3	CASO DE ESTUDO - MOLHE LESTE DO PORTO DE SINES	25
3.1	História de Sines	25
3.2	Porto de Sines.....	26

3.3	Molhe Leste	28
4	CARACTERIZAÇÃO DA AGITAÇÃO MARÍTIMA AO LARGO DE SINES.....	31
4.1	Agitação marítima ao largo de Sines.....	31
4.1.1	Precedência e obtenção dos dados	31
4.1.2	Parâmetros de agitação marítima disponíveis	33
4.2	Regime de extremos anuais	34
4.2.1	Amostra de máximos por ano Civil.....	34
4.2.2	Amostra de máximos por ano Marítimo.....	34
4.2.3	Resultados	35
4.3	Regime de Extremos por <i>Peak Over Threshold</i>	36
4.4	Condições de agitação marítima a propagar até à zona da obra.....	38
4.5	Propagação da agitação marítima do largo até junto à estrutura	40
4.5.1	Referências Geográficas.....	41
4.5.2	Batimetria	42
4.5.3	Fronteiras físicas.....	45
4.5.4	Pontos de referência	45
4.5.5	Malha de cálculo.....	46
4.6	Resultados	47
4.7	Comparação com resultados de outros estudos.....	49
5	PRÉ-DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES DE NÍVEL 1 E NÍVEL 3	53
5.1	Verificações de Nível 1	53
5.1.1	Pré-dimensionamento para o modo de falha de galgamento	54
5.1.2	Verificação de Nível 1 - Galgamento	56
5.1.3	Dimensionamento para o modo de falha de estabilidade hidráulica	57
5.1.4	Verificação de Nível 1 - Estabilidade hidráulica.....	58
5.2	Verificações de Nível 3	59
5.2.1	Verificação de Nível 3 - Modo de falha por Galgamento	60

5.2.2 Verificação de Nível 3 - Modo de falha por estabilidade hidráulica.....	62
6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	65
BIBLIOGRAFIA.....	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Quebra-mar de talude (Adaptado de C.E.M (Coastal Engineering Manual) (2008))..	6
Figura 2 - Constituição de um quebra-mar de talude (Adaptado de [3]).....	6
Figura 3 - Parâmetros característicos de quebra-mar de talude (CIRIA <i>et al.</i> , 2011).....	7
Figura 4 - Modos de falha em quebra-mares de talude (Adaptado de C.E.M (Coastal Engineering Manual) (2008))	8
Figura 5 - Galgamento do quebra-mar em Ponta do Sol, Madeira (Fonte: [5], 2018).....	9
Figura 6 - Limites de galgamento (Adaptado de EurOTop (2018)).....	11
Figura 7 - Movimento de blocos em quebra-mar na Ericeira (Fonte: Ordem dos Engenheiros, 2015)	12
Figura 8 - Definição do parâmetro Kd em função do nível de dano expectado (Fonte: [3], 2006)	13
Figura 9 - Dados de ondas de diferentes locais ajustados a uma distribuição Weibull [24].....	19
Figura 10 - Ilustração da função de densidade de probabilidade conjunta bidimensional para carga e resistência (Adaptado de [17]).....	21
Figura 11 - Ilustração da probabilidade de falha no caso de duas variáveis independentes, S e R (Adaptado de [17])	22
Figura 12 - Variáveis básicas (Adaptado de [17]).....	24
Figura 13 - Marcos culturais simbólicos de Sines (Adaptado de [20]).....	26
Figura 14 - Terminal XXI (Adaptado de [22])	27
Figura 15 - Vista panorâmica Porto de Sines (Fonte: Transportes e Negócios, 2017)	28
Figura 16 - Molhe Leste (adaptado de PIANC Portugal, 2021).....	29
Figura 17 - Cubo Antifer (Adaptado de Frens, 2007).....	29
Figura 18 - Nó SIMAR 1044052 (Adaptado de: [22])	32
Figura 19 - Nós SIMAR espalhados pela orla costeira ibérica (Adaptado de: [22])	32

Figura 20 - Distribuições pontuais dos Máximos.....	35
Figura 21 - Distribuições pontuais de POT.....	37
Figura 22 - Gráfico de barras de percentagem de incidência.....	38
Figura 23 - Extrapolação Tp/Hs.....	39
Figura 24 - Extrapolação Dir./Hs.....	40
Figura 25 - Mapa Porto de Sines (Fonte: IH).....	42
Figura 26 - Batimetria local.....	43
Figura 27 - Batimetria ao largo.....	43
Figura 28 - Batimetria pormenorizada.....	44
Figura 29 - Malha de Elementos Finitos triangulares.....	44
Figura 30 - Pontos de referência.....	45
Figura 31 - Ponto de origem da malha de propagação ondulatória.....	47
Figura 32 - Expansão do quebra-mar leste do molhe leste e do terminal XXI (Adaptado de: [21]).....	50

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Máximos probabilísticos por anos e direções.....	35
Tabela 2 - Máximos probabilísticos por anos e direções (POT)	37
Tabela 3 - Percentagens por incidência.....	38
Tabela 4 - Valores de Hs e respetivos valores de Tp e Direção.....	38
Tabela 5 - Valores de Hs por ano marítimo e respetivos valores de Tp e Dir. para Tr=50 e 100 anos.....	39
Tabela 6 - Valores de Hs por POT e respetivos valores de Tp e Dir. para Tr=50 e 100 anos....	39
Tabela 7 - Características dos pontos de referência	46
Tabela 8 - Parâmetros para cada simulação	48
Tabela 9 - Percentagens de alturas de ondas registadas na bóia ao largo de Sines [30]	50
Tabela 10 - Percentagens de períodos de ondas registados [30]	50
Tabela 11 - Percentagens de períodos de pico registados [30]	51
Tabela 12 - Características físicas do quebra-mar	53
Tabela 13 - Outros dados.....	54
Tabela 14 - Dados de agitação marítima junto à obra	54
Tabela 15 - Número de Iribarren.....	54
Tabela 16 - Verificação de espraçamento.....	55
Tabela 17 - Caudal de dimensionamento para Modo de falha de Galgamento - Equação de Van der Meer (Fonte: EurOtop) [25]	55
Tabela 18 - Probabilidade de galgamento [25]	55
Tabela 19 - Número de ondas [25].....	55
Tabela 20 - Volume instantâneo máximo de galgamento [25]	55
Tabela 21 - Coeficientes Parciais de Segurança (PIANC - WG12) [15].....	57
Tabela 22 - Modo de falha de estabilidade hidráulica- Equação de Hudson (Fonte: CEM) [3]	58

Tabela 23 - Modo de falha de estabilidade hidráulica - Equação de Van der Meer (Fonte: EurOtop) [25]	58
Tabela 24 - Coeficientes Parciais de Segurança (PIANC - WG12) [15].....	58
Tabela 25 - Verificação de Nível 1 do modo de falha de estabilidade hidráulica - Equação de Van der Meer (Fonte: EurOtop) [25]	59
Tabela 26 - Variáveis independentes de galgamento.....	61
Tabela 27 - Variáveis dependentes de galgamento.....	61
Tabela 28 - Probabilidade de falha para o modo de falha por galgamento utilizando metodologias de nível 3.....	61
Tabela 29 - Variáveis independentes de estabilidade hidráulica	Tabela 30 - Variáveis dependentes de estabilidade hidráulica
	62
Tabela 31 - Probabilidade de falha para o modo de falha por estabilidade hidráulica utilizando metodologias de nível 3.....	63
Tabela 32 - 2ª Probabilidade de falha para o modo de falha por galgamento utilizando metodologias de nível 3.....	63

SIGLAS

Z.H. - Zero Hidrográfico

TEU - *Twenty-Foot Equivalent Unit*

POT - *Peak Over Threshold*

T.O.T - Enrocamento "Todo-O-Tamanho"

ROM - *Recommendations for Maritime Structures*

USACE - *United States Army Corps of Engineers*

PIANC - *World Association for Waterborne Transport Infrastructure*

SMS - *Surface Modeling Systems*

CMS Wave - *Coastal Modeling System - Wave Model*

GIS - *Geological Information System*

ELS - *Estado Limite de Serviço*

ELU - *Estado Limite Último*

EIA - *Estudo de Impacte Ambiental*

SIMBOLOGIA

Alfabeto latino

- A_c [m] - Altura livre do topo do manto resistente, relativamente ao nível de repouso;
- B [m] - Largura do coroamento;
- B_a [m] - Largura do coroamento do manto resistente;
- B_c [m] - Largura da superestrutura;
- c [m] - Parâmetro de posição;
- d [m] - Altura do coroamento, relativamente ao fundo;
- d_{ca} [m] - Diferença de cotas entre o coroamento do muro-cortina e do manto resistente;
- D_N [m] - Diâmetro dos blocos;
- e [-] - Número de Neper;
- h [m] - Profundidade no pé da estrutura;
- H_s [m] - Altura significativa de onda;
- H_{mo} [m] - Altura significativa de onda calculada pelo método espectral;
- h_t [m] - Profundidade da risberma relativamente ao nível de repouso;
- k [-] - Parâmetro de Forma (GPD);
- L_0 [m] - Comprimento de onda em grandes profundidades;
- N_{ow} [-] - Número de ondas;
- Q/q [l/m] - Caudal;
- p [%] - Probabilidade;
- P_{ov} [%] - Probabilidade de galgamento;
- R_c [m] - Altura livre do coroamento, relativamente ao nível de repouso do mar;
- t_a, t_u, t_f [m] - Espessura do manto, submanto e filtro;
- T_m [s] - Período Médio;
- T_p [s] - Período de Pico;

T_r [s] - Período de Retorno;

Alfabeto grego

α^1 - Ângulo que o talude faz com a horizontal;

α - Parâmetro de escala;

β - Ângulo que o fundo marinho faz com a horizontal;

$\xi_{m1.0}$ - Número de Iribarren;

ε - Erro máximo - verificação de nível 3;

Γ - Função GAMMA.LN;

π - Valor Pi;

μ - Média de valores;

σ - Desvio Padrão de valores;

σ^{GPD} - Parâmetro de escala;

θ - Parâmetro de localização;

γ - Peso Volúmico;

γ_f - Fator de influência da rigidez dos blocos;

γ_β - Fator de influência de incidência de onda oblíqua;

γ_b - Fator de influência de berma;

Δ - Diferença de pesos volúMICOS;

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

O Porto de Sines é o maior Porto artificial nacional e é considerado um porto de águas profundas, atingindo profundidades naturais de até -28m ZH. Este Porto é de enorme importância estratégica para Portugal devido às suas características naturais, que lhe permitem uma maior amplitude de angariação comercial ao conseguir atrair navios de mercadoria de grande porte, liderando o total de carga movimentada maritimamente, nomeadamente por meio de contentores em Portugal.

A bacia portuária do Porto de Sines é protegida da agitação marítima por dois quebra-mares principais: o molhe oeste e o molhe leste. Os quebra-mares são estruturas marítimas cuja finalidade é a de servir como obstáculo à propagação normal das ondas de gravidade geradas pelo vento, de forma a proteger a costa ou a bacia portuária para o qual foi dimensionado. Estes podem ser de origem natural ou artificial, sendo que estes segundos são habitualmente constituídos por blocos de enrocamento ou betão com vários formatos.

O quebra-mar de talude que será alvo de estudo na presente dissertação será a zona Oeste do molhe Leste que tem como objetivo a proteção do terminal de Gás Natural, atualmente explorado pela empresa REN - Redes Energéticas Nacionais. Este terminal está a ser remodelado e prevê-se uma possível extensão de cerca de 400m do molhe para Noroeste, de forma a aumentar a proteção da sua bacia. Para tal, será necessário efetuar o dimensionamento desta extensão.

Nesta dissertação serão apresentados métodos de verificação da segurança do quebra-mar quanto a dois modos de falha principais: **Galgamento** (*Overtopping* em inglês) e **Estabilidade hidráulica do Manto Principal**. No primeiro caso é a situação que se dá aquando da

transposição forçada de uma massa de água sobre o coroamento da estrutura, podendo causar instabilizações na operacionalidade do terminal, enquanto no segundo modo avalia-se a estabilidade hidráulica do manto resistente do quebra-mar.

Os métodos de verificação que serão utilizados denominam-se de: método de verificação de **Nível 1** e método de verificação de **Nível 3**. O primeiro método é amplamente utilizado por projetistas e tem como base o dimensionamento destas estruturas portuárias através de equações e coeficientes globais de segurança, assumindo uma metodologia semi-probabilística. Através destas expressões podem-se, com base nos esforços nela aplicados, obter os parâmetros geométricos da estrutura assim como realizar a sua verificação de segurança. O segundo método baseia-se em simulações aleatórias e posterior cálculo de cariz probabilístico, devolvendo ao utilizador um resultado numérico e uma probabilidade associada a esse número, que indicará o nível de segurança, de serviço e de exploração que a estrutura apresenta relativamente ao modo de falha estudado [1]. Através do método de Monte Carlo, realizam-se inúmeras simulações aleatórias com o intuito de verificar quantas vezes a estrutura falha num período de vida útil.

1.2 Objetivos

A presente dissertação teve como objetivo realizar o procedimento para o pré-dimensionamento e verificação de segurança da secção transversal da extensão da zona Oeste do molhe Leste do Porto de Sines através de metodologias de Nível 1 e Nível 3 para dois modos de falha principais por galgamento (Estado Limite de Serviço - ELS) e por estabilidade hidráulica (Estado Limite Último - ELU). Pretende-se que a metodologia inclua a análise de dados de agitação marítima ao largo, a sua propagação até à obra e, com base nas características de agitação marítima junto à obra, o pré-dimensionamento e verificação com métodos de Nível 1 e Nível 3, a verificação da probabilidade de falha e comparação com os valores propostas na literatura.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação divide-se em 6 capítulos, sendo o **Capítulo 1** um capítulo introdutivo do caso de estudo em causa, enquadrando a obra e a estrutura da dissertação.

De seguida, um **Capítulo 2 - Dimensionamento de quebra-mares de taludes: Nível 1 e 3** onde se resume a componente teórica na qual se baseia o caso de estudo desta dissertação.

O **Capítulo 3 - Caso de Estudo - Molhe Leste do Porto de Sines** contempla o caso de estudo do presente documento.

No **Capítulo 4 - Caracterização da agitação marítima no Porto de Sines** inicia-se com a apresentação dos dados de agitação marítima ao largo utilizados, cedidos por "Puertos del Estado" (*Predicción de oleaje, nivel del mar; Boyas e Mareografos / puertos.es*), que correspondem a dados de *hindcast* no nó SIMAR 1044052, situado aproximadamente na mesma posição que a boia ondógrafo situada ao largo do Porto de Sines, entre 1981 e 2023. Realiza-se a caracterização do regime de extremos anuais e *Peak Over Threshold* nesse local, definem-se as condições de agitação marítima e propaga-se até junto à obra utilizando o *software* CMS-Wave.

Passando-se para o **Capítulo 5 - Pré-dimensionamento e verificações de Nível 1 e Nível 3**, apresentam-se os dimensionamentos e verificações de segurança de Nível 1 e Nível 3 efetuados para os modos de falha por galgamento e estabilidade hidráulica, seguindo as recomendações da ROM0.0, ROM1.0-09 e documentos da PIANC.

Finalmente, no **Capítulo 6 - Conclusões e trabalhos futuros**, apresentam-se os principais resultados obtidos neste trabalho e propõe-se um possível seguimento da temática da presente dissertação.

No **Anexo** encontram-se figuras e tabelas correspondentes ao trabalho realizado.

DIMENSIONAMENTO DE QUEBRA-MARES DE TALUDES: MÉTODOS PROBABILÍSTICOS DE NÍVEL 1 E 3

Neste capítulo, como foi referido anteriormente, apresenta-se a componente teórica na qual assentam todos os cálculos que veremos ao longo desta dissertação no que se refere ao dimensionamento de quebra-mares de taludes. Explica-se também os métodos probabilísticos de Nível 1 e Nível 3.

2.1 Quebra-mar de talude

Vera-Cruz (1996) define quebra-mares como “qualquer obstáculo à natural propagação de ondas de gravidade geradas pelo vento sobre a superfície da água, reduzindo a ação das ondas a sotamar destas”. São construções costeiras de forma quase paralela à sua orla, podendo encontrar-se conectados ou desconectados da costa sendo classificados, em função disso, como quebra-mares enraizados ou destacados, respetivamente. Os quebra-mares podem ter apenas funções de proteção costeira ou estar inseridos numa estrutura portuária. Quando se destinam apenas a proteção costeira, é frequente a opção por quebra-mares destacados, procurando proteger a costa da erosão e fomentar a fixação de sedimentos a sotamar. Quando inseridos numa estrutura portuária, garantem uma zona de reduzida agitação marítima na bacia portuária, permitindo aos navios manobrar e acostar em segurança, podendo ser dotados de plataformas, a sotamar, que permitam desenvolver operações de carga e descarga de bens e passageiros [2].

Os quebra-mares de talude, nome alusivo à forma trapezoidal da sua secção (Figura 1), são compostos por camadas de enrocamento de várias dimensões, podendo a sua camada exterior ser composta por blocos de betão. A face do talude exposta à agitação marítima naturalmente será a que sofrerá mais danos consequentes das ondas, pelo que a sua constituição deverá ser mais robusta que a face interior.

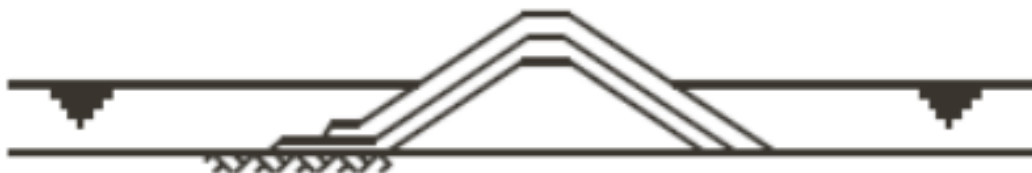


Figura 1 - Quebra-mar de talude (Adaptado de C.E.M (Coastal Engineering Manual) (2008))

No mínimo, estas estruturas marítimas são constituídas pelos seguintes elementos (Figura 2):

- **Núcleo:** Zona de enchimento situada no interior quebra-mar, geralmente constituída por enrocamento "Todo-o-Tamanho" (TOT);
- **Risberma/Pamatar de apoio:** Remate inferior do manto resistente;
- **Mantos resistentes:** Faixa exterior do talude, constituída por blocos, sobre o qual se dá o embate das ondas;
- **Filtros:** Camadas de enrocamento colocado entre mantos ou outros elementos do talude para evitar a fuga de finos do núcleo;
- **Coroamento:** Linha definida pelos pontos de cota máxima do quebra-mar;

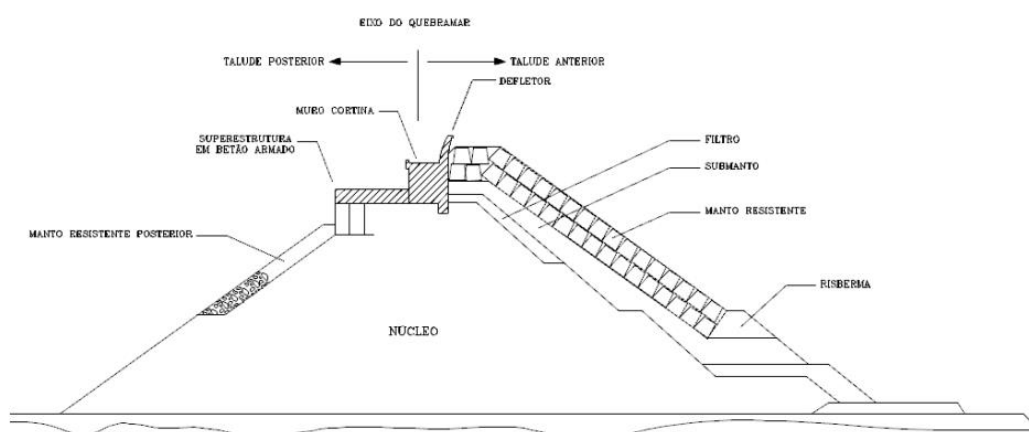


Figura 2 - Constituição de um quebra-mar de talude (Adaptado de [3])

Para definir geometricamente uma secção deste tipo de estrutura, são necessários alguns parâmetros característicos (Figura 3):

- R_c [m] - Altura livre do coroamento, relativamente ao nível de repouso;
- R_{ca}/A_c [m] - Altura livre do topo do manto resistente, relativamente ao nível de repouso;
- d_{ca} [m] - Diferença de cotas entre topos do muro-cortina e do manto resistente;
- d [m] - Altura do coroamento, relativamente ao fundo;
- B [m] - Largura do coroamento;
- B_a [m] - Largura do manto resistente do coroamento;
- B_c [m] - Largura da superestrutura;
- B_t [m] - Largura da berma;
- t_a, t_u, t_f [m] - Espessura do manto, submanto e filtro;
- α^1 [°] - Ângulo que o talude faz com a horizontal;
- h_t [m] - Profundidade da risberma relativamente ao nível de repouso;
- h [m] - Profundidade no pé da estrutura.

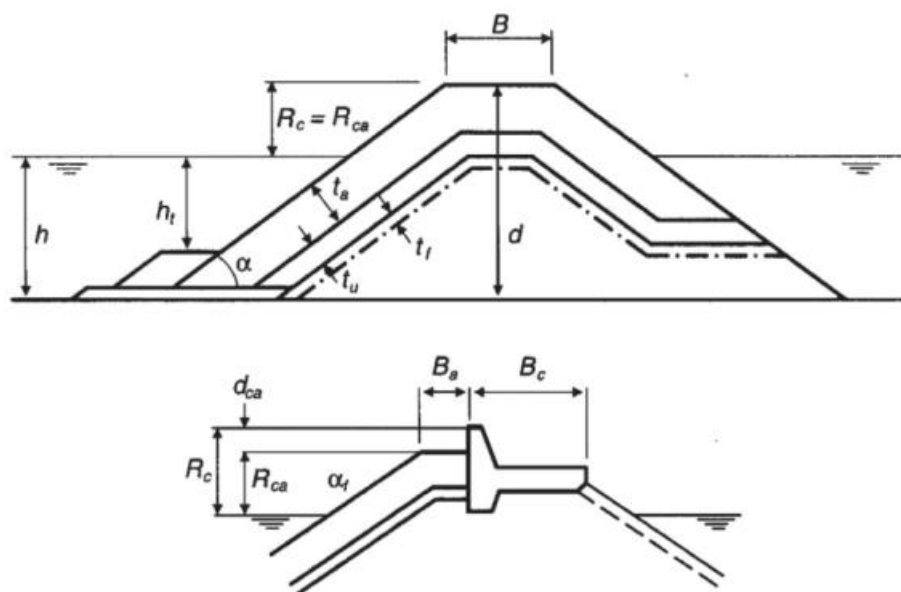


Figura 3 - Parâmetros característicos de quebra-mar de talude (CIRIA *et al.*, 2011)

O perfil de quebra-mar de talude tradicional é utilizado devido à facilidade de construção, de manutenção e eficiência na dissipação da energia das ondas por rebentação e atrito.

Este perfil de quebra-mar é normalmente definido por métodos determinísticos - conceito de uma ação de projeto não exceder a capacidade de carga da estrutura, de acordo a USACE (2005). Este tipo de abordagem poderá causar algumas consequências na parte da segurança estrutural, pois numa situação onde o valor característico aplicado a um determinado

parâmetro seja um valor médio e não um percentil inferior (lado da segurança), como é no caso de outras áreas da engenharia civil, a única contribuição para a existência de alguma margem de segurança no projeto depende sempre da escolha do período de retorno da ação de projeto. Porém, atualmente, com o esforço de toda a comunidade científica e projetista, fazem-se avanços na implementação de métodos probabilísticos para os modos de falha principais, sendo que alguns dos quais serão aqui apresentados. A documentação *ROM (Recommendations for Maritime Structures)* prevê a implementação destas metodologias no desenvolvimento das metodologias de dimensionamento das estruturas marítimas [1].

2.2 Modos de Falha

Para quebra-mares de talude, os modos de falha podem ser de origem geotécnica ou de origem das ações condicionantes. Podemos observar na seguinte lista alguns destes (Figura 4):

- Deterioração do talude interior devido ao galgamento (*Overtopping*);
- Erosão interna e/ou do sub-solo (*Erosion*);
- Deslocamento de blocos (*Slope failures*);
- Liquefação do solo (*Liquefaction of subsoils*);

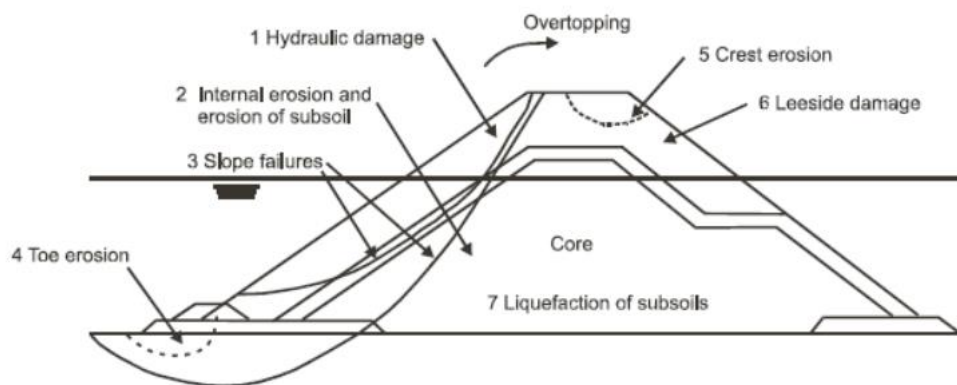


Figura 4 - Modos de falha em quebra-mares de talude (Adaptado de C.E.M (Coastal Engineering Manual) (2008))

Estes modos de falha podem ser considerados Estados Limites de Serviço (ELS) ou Estados Limites Últimos (ELU), sendo estes primeiros aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas, enquanto os ELU se referem ao limite máximo de carga ou deformação que uma estrutura pode suportar sem sofrer um colapso ou falha estrutural. Neste estado, a estrutura atinge a sua capacidade máxima de resistir a cargas e pode apresentar danos irreparáveis.

Como referido anteriormente, esta dissertação somente abordará os modos de falha principais provocados por ações: o galgamento e a estabilidade hidráulica do manto principal.

2.2.1 Galgamento

Fenómeno que se dá quando a altura de coroamento do manto principal é inferior à cota que as ondas atingem no seu talude (Figura 5). O caudal de galgamento é um parâmetro de *design* importante porque define a altura que o coroamento deve apresentar [3]. Este modo de falha verifica-se como um modo de Estado Limite de Serviço (ELS) pois geralmente condiciona apenas a operacionalidade do terminal que o quebra-mar protege e, segundo a ROM 1.0-09, deverá apresentar uma probabilidade de falha igual ou inferior a 7% para uma vida útil de 50 anos [4].



Figura 5 - Galgamento do quebra-mar em Ponta do Sol, Madeira (Fonte: [5], 2018)

Portanto, antes de avaliarmos este fenómeno, temos de analisar o nível do espraçamento que afeta o talude (2.1). Espraçamento define-se como o fenómeno de alastramento do mar ao longo de toda a estrutura, ou seja, se este alastramento chegar a transpor o topo da estrutura - espraçamento máximo (2.2), passa a ser considerado galgamento [6].

$$\frac{R_{up2\%}}{H_{m0}} = 1,75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m1.0} \quad (2.1)$$

$$\frac{R_{up2\%max}}{H_{m0}} = 1,07 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4 - \frac{1,5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m1.0}}}\right) \quad (2.2)$$

Onde $R_{up2\%}$ significa espraçamento, mas como diminutivo de *RunUp*, H_{m0} será a altura de onda de projeto. O parâmetro $\gamma_f=0,5$ recomendado pelo manual EurOtop é o fator de influência de rugosidade dos elementos do talude (neste caso cubos de betão Antifer), $\gamma_\beta=0,736$ o fator de influência de ataques de onda oblíquos para galgamento e $\gamma_b= 1,0$ fator de influência da berma, que no presente caso não tem influência devido à elevada profundidade a que se encontra ($20 \text{ metros} > 2 \times H_{m0}$) [6]. O número de Iribarren $\xi_{m1.0}$ define-se como parâmetro de onda usado para modelar diversos efeitos das ondas de gravidade (2.3).

$$\xi_{m1.0} = \frac{\tan(\alpha)}{(H_{m0} \cdot L_0)^{\frac{1}{2}}} \quad (2.3)$$

Onde α será a inclinação do talude e L se define como o comprimento de onda, ou seja, a distância que limita duas cristas de onda seguidas. A definição deste parâmetro depende do comprimento $h=22\text{m}$ que será a soma entre a profundidade do talude com o nível de maré médio (extraíu-se da PIANC que nível de maré médio será 2m) e do período de pico T_p . Obtém-se através da equação de dispersão, ou de Newton-Raphson (2.4).

$$L_0 = \frac{g \cdot T_p}{2 \cdot \pi} \cdot \tan(h) \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot h}{L_0} \quad (2.4)$$

Posto isto, para verificar o galgamento utilizar-se-á a equação de Van der Meer, adaptada pelo manual EurOtop à problemática do galgamento. Van der Meer apresenta-se como um renomado engenheiro holandês pelos seus grandes feitos no desenvolvimento de equações na área da hidráulica marítima e de portos que hoje vigoram no documento amplamente utilizado globalmente - EurOtop. A equação será a seguinte (2.5):

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,1035 \cdot \exp \left[- \left(1,35 \cdot \frac{Rc}{H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1,3} \right] \quad (2.5)$$

de onde extrairemos o caudal q em metros cúbicos por segundo por metro ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) em função da altura de onda de projeto H_{m0} . Os parâmetros γ_f e γ_β mantêm o valor anteriormente definido, tendo sido extraídos do manual EurOtop. Este valor será comparado aos máximos recomendados pelo manual (Figura 6).

Para verificar o limite máximo de volume de galgamento em m^3/m por cada onda que embata durante uma intempérie, utilizaremos a equação (2.6). Sendo que o volume V_{MAX} calculado terá assim de ser inferior aos valores tabelados (Figura 6) para verificar. Para ambos os volumes serão utilizados as recomendações da 1ª linha tabelada na Figura 6 "Rubble mound breakwaters; $H_{m0} > 5$; no damage".

$$V_{MAX} = a \cdot [\ln(N_{OW})]^{\frac{1}{b}} \quad (2.6)$$

Table 3.1 Limits for wave overtopping for structural design of breakwaters, seawalls, dikes and dams

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V_{max} (l per m)
Rubble mound breakwaters; $H_{m0} > 5$ m; no damage	1	2,000-3,000
Rubble mound breakwaters; $H_{m0} > 5$ m; rear side designed for wave overtopping	5-10	10,000-20,000
Grass covered crest and landward slope; maintained and closed grass cover; $H_{m0} = 1 - 3$ m	5	2,000-3,000
Grass covered crest and landward slope; not maintained grass cover, open spots, moss, bare patches; $H_{m0} = 0.5 - 3$ m	0.1	500
Grass covered crest and landward slope; $H_{m0} < 1$ m	5-10	500
Grass covered crest and landward slope; $H_{m0} < 0.3$ m	No limit	No limit

Figura 6 - Limites de galgamento (Adaptado de EurOTop (2018))

Os parâmetros a (2.8) e b (2.9) surgem inicialmente como parâmetros adimensionais da distribuição de Weibull (2.7) na qual se baseia a equação de volume máximo - de normalização e de forma, respetivamente, onde o primeiro parâmetro poderá ser obtido através da fórmula de Excel "GAMMA.LN". Enquanto N_{OW} representa o número de ondas que galgam a estrutura (2.10).

$$P_{V\%} = P(V_i > V) = \exp\left[-\left(\frac{V}{a}\right)^b\right] \cdot (100\%) \text{ e } P_{V\%} = P_V \cdot (100\%) \quad (2.7)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \frac{1}{\Gamma\left(1 + \frac{1}{b}\right)} \cdot \frac{q \cdot T_m}{P_{ov}} \\ \Gamma = \frac{1}{\exp\left(\text{gamma} \cdot \ln\left(1 + \frac{1}{b}\right)\right)} \end{array} \right. \quad (2.8)$$

$$b = 0,85 + 1500 \cdot \left(\frac{q}{g \cdot H_{M0} \cdot T_{m1.0}}\right)^{1,3} \quad (2.9)$$

$$N_{OW} = P_{OV} \cdot N_w \quad (2.10)$$

Onde N_w (2.10) representa o número de ondas simuladas e P_{Ov} a probabilidade de galgamento (2.11). Para esta probabilidade o manual EurOtop disponibiliza duas fórmulas para que o utilizador obtenha informação suficiente para estabelecer a altura de coroamento necessária em segurança.

$$\begin{cases} P_{OV} = \exp \left[- \left(\sqrt{-\ln(0.02)} \cdot \frac{R_C}{R_{up2\%}} \right)^2 \right] \\ P_{OV} = \exp \left[- \left(A_C \cdot \frac{D_N}{0.19 \cdot H_{m0}^2} \right)^{1.4} \right] \end{cases} \quad (2.11)$$

Onde R_C , A_C e D_N são parâmetros físicos da estrutura, porém este último será calculado aquando da verificação do modo de falha "Estabilidade hidráulica", pois será o diâmetro calculado dos blocos a alocar no manto exterior.

2.2.2 Estabilidade hidráulica

Fenómeno na qual a parte da estrutura com declive sofre destabilização e movimento dos seus blocos devido a diversos fatores, como a ação das ondas, erosão, efeitos de maré e carga hidráulica (Figura 7). Esta perda poderá causar danos na estrutura, aumento do risco de erosão costeira e apresentar uma ameaça para áreas adjacentes, como praias ou outras estruturas marítimas, pelo que se afirma como um modo de falha de Estado Limite Último (ELU) com uma probabilidade de falha máxima recomendada pela ROM 01-09 de 0,8% [4]. Assim, é importante que os engenheiros e projetistas responsáveis por projetos desta envergadura considerem todos estes fenómenos aquando do dimensionamento, para que a característica física dos blocos não influencie negativamente a atividade do quebra-mar.



Figura 7 - Movimento de blocos em quebra-mar na Ericeira (Fonte: Ordem dos Engenheiros, 2015)

Para o caso do dimensionamento de mantos com blocos cúbicos Antifer e com $\cotg(\alpha)=1.5$, pode utilizar-se a fórmula de Van der Meer, que é específica para esse tipo de blocos e inclinação do manto (2.12).

$$\frac{H_{m0}}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(6,7 \cdot \frac{N_{OD}^{0,4}}{N_W^{0,3}} + 1 \right) \cdot \left(\frac{H_{m0}}{L_0} \right)^{-0,1} \quad (2.12)$$

Onde D_{n50} se define como o diâmetro em metros de cada elemento, L_0 o comprimento de onda e Δ se define pela equação (2.13).

$$\Delta = \frac{\gamma_{\text{água}}}{\gamma_{\text{betão}}} - 1 \quad (2.13)$$

Sendo $\gamma_{\text{água}}=1025 \text{ g/dm}^3$ e $\gamma_{\text{betão}}=2300 \text{ g/dm}^3$. Os parâmetros N_{OD} e N_W representam o grau de dano que a estrutura poderá sofrer ($N_{OD}=2$ por ser um talude cujo manto exterior é formado por duas camadas e ter uma inclinação de 1/1.5) e o número de ondas que propagarão até à estrutura, respetivamente [6]. O número de ondas é recomendado pela ROM nunca ser inferior a 3000 para se obter uma boa perceção do dano que estes fenómenos poderão causar.

Para comparar os valores obtidos com a formulação de Van der Meer, utilizaremos também a fórmula de Hudson (2.14)

$$N_S = \frac{H_S}{\Delta \cdot D_N} = (K_D \cdot \cot\alpha)^{\frac{1}{3}} \quad (2.14)$$

Onde aparece aqui um novo parâmetro: K_D que depende exclusivamente do nível de dano que a estrutura poderá suportar, assim como a inclinação da mesma. Assim, através de CEM (parâmetros de avaliação de dano) é recomendado que o seu valor se situe entre 8.1 e 12 para taludes com inclinação de 1/1.5 (que é o caso de estudo presente) (Figura 8). Desta forma, considerou-se um valor médio de $K_D=10$.

Damage level	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$	K_D	
		slope 1 : 1.5	slope 1 : 2
Onset, $D = 0\%$	1.8 - 2.0	3.9 - 5.3	2.9 - 4.0
Moderate, $D = 4\%$	2.3 - 2.6	8.1 - 12	6.1 - 8.8

Figura 8 - Definição do parâmetro K_D em função do nível de dano esperado (Fonte: [3], 2006)

2.3 Metodologia probabilística

Como vimos anteriormente, quando o dimensionamento depende de parâmetros de carácter estocástico, conduz a um dimensionamento para o qual não existe reserva de estabilidade sempre que o carácter estocástico de uma ou mais variáveis se manifesta no sentido desfavorável. Com vista a ultrapassar esta limitação, após observado um considerável número de falhas de quebra-mares, o "Comité Técnico Permanente II" da PIANC estabeleceu o "Grupo de Trabalho 12" (WG12) em finais de 1986 [7], para analisar os aspetos de segurança no

dimensionamento destas estruturas. Como à época não existia nenhum sistema racional para a implementação de reserva de segurança no dimensionamento das estruturas marítimas, esta equipa desenvolveu um novo sistema, baseado em "Fatores Parciais de Segurança" [16]. Resumidamente, a metodologia PIANC para o "Dimensionamento Probabilístico" assenta em níveis de análise estatística diferenciados com carácter estocástico afetando a estabilidade global [17].

Este tipo de metodologia procura definir a probabilidade do caudal/outro parâmetro crítico exceder a quantidade máxima que a estrutura é capaz de resistir [10]). Ela tem como função proporcionar resultados confiáveis, estando sempre dependente do tipo de dados na qual se baseia. Estes dados devem ser **relevantes, adequados e precisos** [10].

A maioria dos estudos realizados no âmbito de cheias e fenómenos marítimos baseiam-se nos regimes de extremos, logo, os dados resultantes serão diminuídos a alguns picos observados. No entanto, nestas ocasiões, a obtenção exclusivamente dos picos de altura máxima de onda atingida poderá não ser suficiente para a manutenção da estrutura, como por exemplo em um caso onde um número largo de ondas (baixo período) rebata na estrutura, apesar de terem uma altura de onda inferior à maior registada.

Inúmeros cientistas e projetistas dedicaram-se a estudar estes métodos, pelo que existem várias equações e distribuições utilizadas atualmente no mundo da engenharia. Neste subcapítulo residirá a componente teórica que sustenta os métodos probabilísticos utilizados na comparação do regime de extremos (anuais e direcionais) e de temporais. Existem várias distribuições estatísticas atualmente, sendo que nem todas se ajustam perfeitamente à amostra de dados analisados. Para resolver este problema, recursou-se ao programa *AllFitDist.m* do *software MatLab*, que analisou as amostras de dados e definiu a distribuição estatística que melhor avalia a frequência de alturas máximas de ondas e relaciona-as com os respetivos períodos de retorno. Esta escolha é obtida através da *NLogL - Negative of the log likelihood*. O programa analisa assim as seguintes distribuições:

- Beta; Birnbaum-Saunders; Exponencial; Valores-Extremos; Gamma; *Generalized Extreme Value* (GEV); *Generalized Pareto Distribution* (GPD); *Inverse Gaussian*; *Logistic*; *Log-Logistic*; *LogNormal*; Normal; Nakagami; Rayleigh; Rician; *T-LocationScale*; Weibull.

Inicialmente, para visualizar, através de gráficos, as séries de dados no formato de curvas de frequência cumulativas, é necessário decidir a probabilidade p (2.15) a associar a cada pico do regime de extremos. Para isso, utilizou-se a fórmula de *Weibull*, sendo a mais utilizada no sistema dos Estados Unidos da América [10]:

$$p = f(x) = \frac{m}{n+1} = 1 - \frac{1}{T_R} \quad (2.15)$$

Onde no caso do regime de máximos anuais " m " será o ano do menor evento em análise (Altura significativa de onda em metros), começando em 1 e escalando até ao ano final de dados possuídos (43 anos), enquanto " n " será o número de anos de dados - 43.

Para obter a altura de onda de projeto, utilizaram-se assim várias distribuições estatísticas de máximos, sendo discretizadas nos seguintes sub-capítulos.

2.3.1 Distribuição de Gumbel

A distribuição de *Gumbel*, desenvolvida pelo matemático alemão Emil Julius Gumbel, é uma das funções de distribuição de probabilidade mais amplamente utilizadas para valores extremos em estudos hidrológicos, nos quais os parâmetros considerados na análise são o caudal e período de retorno [11], que neste caso aplica-se à relação dos valores das alturas máximas anuais significativas de ondas com a sua função densidade de probabilidade acumulada (Probabilidade de não-excedência) (2.16).

$$P(H_s < p) = e^{-e^{-y}} \quad (2.16)$$

Que passando para a probabilidade de excedência (2.17):

$$P(H_s \geq p) = 1 - e^{-e^{-y}} \quad (2.17)$$

Onde os parâmetros são definidos da seguinte forma (2.4, 2.5 e 2.6):

$$y = \frac{q - c}{\alpha} \quad (2.18)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma \quad (2.19)$$

$$c = \mu - 0,5772 \cdot \alpha \quad (2.20)$$

Sendo σ o desvio padrão da série de altura máxima das ondas, μ a média desses valores, α o parâmetro de escala e c o parâmetro de posição. Assumindo (2.21) e substituindo em (2.17), obtemos (2.22).

$$P(H_s \geq p) = \frac{1}{T_R} \quad (2.21)$$

$$e^{-e^{-y}} = 1 - \frac{1}{T_R} \quad (2.22)$$

Passando o logaritmo natural (ln) duas vezes em (2.22), obtemos (2.23):

$$y = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right) = \frac{q - c}{\alpha} \quad (2.23)$$

E, colocando em ordem à altura da agitação marítima (2.24):

$$Hs(Tr) = c - \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{Tr}\right)\right] \cdot \alpha \quad (2.24)$$

Onde $Hs(Tr)$ se define como a altura significativa de onda de projeto que obtemos através da distribuição de *Gumbel* [10].

2.3.2 Distribuição de Weibull

Nomeada pelo seu autor em 1939, o físico sueco Waloddi Weibull, é uma distribuição amplamente utilizada pela comunidade científica capaz de descrever modos de falha de diferentes tipos de componentes e fenómenos, tendo sido escritos inúmeros artigos sobre esta distribuição ao longo das últimas décadas. Sendo uma distribuição capaz de se adaptar a equações integralmente diferentes, dependentes até de parâmetros diferentes, esta distribuição tem provocado confusões e erros de cálculo aos seus utilizadores [12].

Nesta dissertação utilizou-se esta distribuição (2.25) com recurso a dois parâmetros estritamente positivos: "a" e "b" [13] que se obtém por simulação numérica.

$$f(x) = \frac{a}{b} \cdot \left(\frac{x}{b}\right)^{a-1} \cdot \exp\left[-\left(\frac{x}{b}\right)^a\right] \quad (2.25)$$

2.3.3 Distribuição LogNormal

Esta distribuição, sendo amplamente conhecida e aplicada em vários ramos da matemática, acaba também por ter a sua participação nos métodos probabilísticos da hidráulica marítima, aparecendo como o produto de variáveis independentes positivas.

Apresenta-se dependente unicamente dos parâmetros μ e σ (2.26) que são a média dos valores da amostra analisada e o seu desvio padrão, respetivamente, com um domínio de 0 ao infinito [13].

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2} \cdot \pi} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (2.26)$$

2.3.4 Distribuição *Generalized Pareto (GPD)*

Esta distribuição foi inicialmente introduzida por Pikands (1975) e desenvolvida posteriormente por Davison, Smith (1984), Castillo (1997,2008), entre outros [14]. Sendo uma família de distribuições contínuas, é comumente utilizada como ferramenta de modelização de outras distribuições. É então especificada por 3 parâmetros: Escala (σ^{GPD}); Forma (k); Localização (θ). É definida pelo seguinte par de equações (2.27):

$$f(k, \sigma^{GPD}, \theta) = \begin{cases} 1 - (1 - (k \cdot \theta))^{\frac{1}{k}} & k \neq 0, \quad \sigma > 0 \\ 1 - e^{-\frac{\theta}{\sigma}} & k = 0, \quad \sigma > 0 \end{cases} \quad (2.27)$$

2.4 Métodos de Verificação

Neste último subcapítulo aborda-se a teoria na qual se baseiam os métodos de verificação do cumprimento dos requisitos de projeto no que respeita aos modos de falha principais da obra, que aqui se restringe à estabilidade (estado limite último) e galgamento (estado limite de serviço) da obra. Para cada modo de falha relacionado com um estado limite, estabelecem-se equações de verificação, com termos favoráveis (que contribuem para que não se produza falha) e desfavoráveis (que contribuem para à falha). A margem de segurança é dada pela diferença dos termos favoráveis e desfavoráveis, cujo valor mínimo deve ser igual a zero.

Para verificar uma estrutura relativamente a um dado modo de falha ou a um estado limite último ou de serviço, podem-se aplicar métodos de nível 1, 2 ou 3 (ROM0.0). Nesta dissertação apresentam-se apenas os métodos de níveis 1 e 3, por serem os aplicados, pois existem outros.

2.4.1 Nível 1

O dimensionamento convencional de estruturas marítimas é determinista, baseando-se no conceito de que a carga aplicada na estrutura pela agitação marítima deve ser inferior à sua capacidade resistente. Estas cargas são normalmente determinadas com um valor característico esperado para um evento com período de retorno superior a um determinado número de anos, em função da importância e custo de obra. A resistência é definida através dos danos

estruturais que sofre após a solicitação de carga, não sofrendo deformações que coloquem em causa a sua fiabilidade estrutural [15].

Partindo da solução de secção do quebra-mar de taludes adotada na estrutura existente, um dos objetivos desta dissertação passará por avaliar se o prolongamento dessa estrutura para *NW* poderá apresentar a mesma solução ou se será necessário alterar o peso/diâmetro dos blocos, assim como a sua cota de coroamento, tendo em conta as características da agitação marítima junto à obra. A secção atual do quebra-mar é composta por blocos de betão do tipo *Antifer*, pelo que se avalia se o prolongamento será com blocos deste mesmo material ou se se pode considerar blocos de enrocamento.

Os métodos de nível 1 podem aplicar fatores de segurança global ou parcial. A calibração destes fatores de segurança parciais nos códigos para sistemas estruturais tem sido realizada com base probabilística em diversos códigos de prática profissional, como o OHBDC (*Ontario Highway Bridge Design Code*), Rosenblueth e Esteva [16]. A calibração é geralmente feita para uma determinada classe de estruturas, materiais e/ou cargas de forma que a confiabilidade medida pelo seu índice, estimado com base em estruturas projetadas utilizando os novos fatores de segurança parciais calibrados, seja o mais próximo possível dos índices de confiabilidade estimados usando métodos de projetos existentes. Um procedimento de calibração destes fatores geralmente inclui os seguintes passos:

1. Definição da precisão do código;
2. Seleção do formato do código;
3. Seleção do objetivo;
4. Seleção dos índices de confiabilidade do alvo;
5. Cálculo do coeficiente parcial de segurança calibrado e respetiva verificação.

Uma forma de iniciar o uso destes novos coeficientes prende-se com resolver um problema de otimização no qual o objetivo é minimizar a diferença entre a fiabilidade para as diferentes estruturas na classe considerada e um nível de confiabilidade alvo. Para garantir que todas as estruturas na classe tenham um índice satisfatório, são impostas algumas restrições em toda a gama de estruturas [16].

No que se refere a obras marítimas e portuárias, o relatório "The PIANC safety factor system for breakwaters" [16] propõe valores para coeficientes de segurança para diferentes estruturas marítimas e respetivos modos de falha. Para a calibração destes coeficientes foram selecionados dados de 4 locais geográficos distintivos, um deles em Portugal, Sines [24]. Na Figura 9 observamos os parâmetros obtidos onde "N" representa o número de amostras, " λ " o

número de observações por ano, " α " e " β " variáveis independentes modeladas por uma distribuição Normal, " H_s " representa a altura máxima significativa de agitação marítima registada e " h_s " a profundidade máxima registada no fundo do leito marinho portuário.

	N	λ	α	β	H'_s	h_s
Bilbao	50	4.17	1.39	1.06	4.9	29
Sines	15	1.25	1.78	2.53	7.1	35
Tripoli	15	0.75	1.83	3.24	2.9	27
Follonica	46	5.94	1.14	0.58	2.69	10

Figura 9 - Dados de ondas de diferentes locais ajustados a uma distribuição Weibull [24]

Para a aplicação dos coeficientes de segurança, assume-se que a estrutura se encontra em segurança quando, após impostos os coeficientes de segurança, o valor da carga total aplicada (Q) for inferior ao valor da resistência da estrutura (R) (2.28).

$$G = R - Q \quad (2.28)$$

A probabilidade de falha (P_f) pode ser equiparada ao Risco de excedência das condições de projeto na vida útil da obra. Na hipótese teórica da incerteza estar condensada numa única variável aleatória (X), a probabilidade dessa variável aleatória X , com período de retorno T , exceder X_{DIM} exatamente K vezes num período de N anos consecutivos, é dada pela Distribuição Binomial (2.29):

$$P(X \geq X_{DIM})_k = \frac{N!}{K! \cdot (N - K)!} \cdot \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{N-K} \cdot \left(\frac{1}{T}\right)^K \quad (2.29)$$

De igual forma, a probabilidade de $X \geq X_{DIM}$ pelo menos K vezes nesse mesmo período é dada por (2.30):

$$P(X \geq X_{DIM}) = 1 - \sum_{i=0}^{K-1} \frac{N!}{i! \cdot (N - i)!} \cdot \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{N-i} \cdot \left(\frac{1}{T}\right)^i \quad (2.30)$$

Finalmente, a probabilidade do valor de dimensionamento X_{DIM} ser excedido alguma vez durante a vida útil da obra, ou "Risco", é igual a (2.31):

$$P(X \geq X_{DIM} | K = 1) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (2.31)$$

Para exemplificar, quando se considera que determinada estrutura de quebra-mar deve ser dimensionada para uma onda de projeto com período de retorno $T = 50$ anos, admitindo para tal uma vida útil desse quebra-mar também $N = 50$ anos, tal significa que a probabilidade de a onda de projeto ser excedida na vida útil da obra é de 63,4% e a probabilidade dessa

onda ser excedida 2 vezes é igual a 26,4%, ou seja, percentagens elevadas que ilustram riscos não desprezáveis.

No método dos coeficientes parciais, os termos da equação são multiplicados por coeficientes de segurança que ponderam a simultaneidade e compatibilidade, bem como o sentido (favorável ou desfavorável) de sua participação na ocorrência do modo de falha.

A consideração de um Fator de Segurança Global aplicado à altura de onda equivale a considerar que a onda de dimensionamento deve ser superior, isto é, prever um maior período de retorno (T), o que necessariamente conduz a uma menor probabilidade de falha (P_f) na vida útil da obra (N).

Assim considera-se que uma solução de projeto cumpre com os requisitos do projeto no que se refere a um dado modo de falha e num intervalo de tempo, quando o coeficiente de segurança exceder um valor mínimo e, no caso do método do coeficiente parcial, que a margem de segurança seja maior que zero.

2.4.2 Nível 3

Para aplicar uma verificação de nível 3 é necessário, segundo a ROM0.0, conhecer, no intervalo de tempo, as funções de distribuição conjunta dos fatores de projeto envolvidos nos termos das equações de verificação. A solução é obtida através da integração de uma função multidimensional no domínio da falha. Em geral, essa integração é uma tarefa complexa, por isso a probabilidade de falha e os valores dos fatores de projeto podem ser obtidos por meio de técnicas de simulação numérica, por exemplo, Monte Carlo [15].

O método de Monte Carlo permite estimar a probabilidade de falha (P_f), baseando-se na simulação de um número elevado de situações em que a probabilidade de falha será a porção de simulações em que "G" é inferior ou igual a "0" (2.32). A fiabilidade deste método depende da fiabilidade das funções de distribuição das variáveis e a correlação entre as mesmas [15].

$$P_f = Prob[G \leq 0] \quad (2.32)$$

Dada uma função de densidade conjunta f_X do vetor $X = (X_1, X_2, \dots, X_N)$ a equação (2.32) pode ser expressa como (2.33):

$$P_f = \int f_X(x) dx \quad (2.33)$$

Porém, se apenas considerarmos as variáveis R e S, poderemos reduzir (2.33) para (2.34):

$$P_f = \int f_{R,Q}(r, q) dr dq \quad (2.34)$$

Nesta situação (Figura 10), mas em um caso mais geral com mais variáveis, torna-se impossível descrever a função densidade conjunta como uma superfície, pelo que requer sempre uma descrição multidimensional. Na seguinte figura, "S" corresponde ao "Q" e "s" ao "q" das equações precedentes.

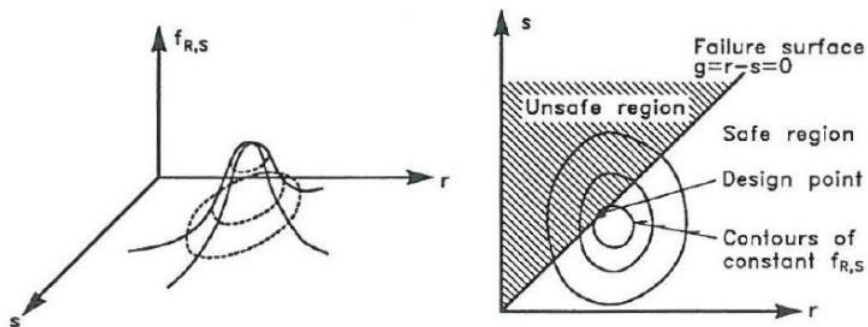


Figura 10 - Ilustração da função de densidade de probabilidade conjunta bidimensional para carga e resistência (Adaptado de [17])

No entanto, as variáveis podem assumir-se como independentes e, nesse caso, a equação (2.33) vem dada por (2.35):

$$P_f = \iiint_{R \leq Q} \int f_{R,Q} \dots \int f_{x_1}(x_1) \dots f_{x_n}(x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (2.35)$$

Nesta equação, f_{x_i} representa a função de densidade marginal das variáveis X_i .

Ora, voltando ao caso de ter apenas as variáveis R e Q, integrando por partes, a equação (2.35) simplifica-se da seguinte forma (2.36):

$$P_f = \int \int_{R \leq Q} f_R(r) f_Q(q) dr dq = \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \quad (2.36)$$

F_R é a função de distribuição da resistência estrutural. Se a resistência e carga são variáveis aleatórias independentes entre si, a probabilidade de que se dê um modo de falha ($G < 0$) pode ser calculada se se determinar a soma das probabilidades de todos os casos em que para todos os valores de "x", a resistência seja inferior ao valor da carga aplicada. Este conceito é o que mostra a equação (2.36) e que pode ser visualizada na seguinte Figura 11, onde "S" e "s" representam novamente "Q" e "q", respetivamente [17].

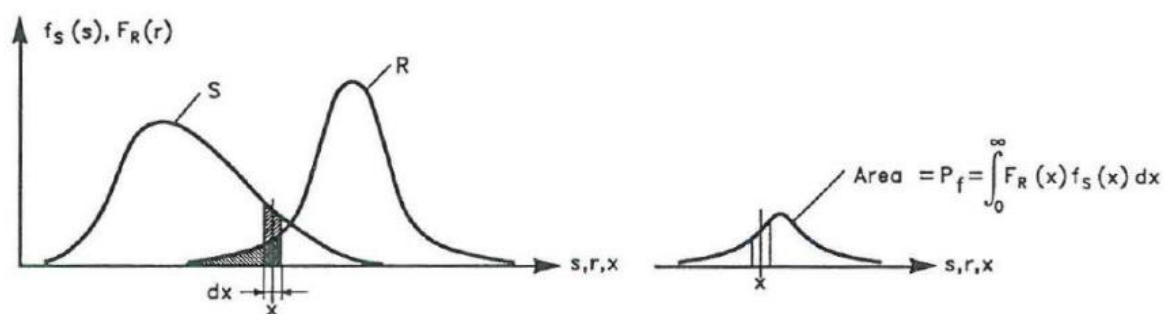


Figura 11 - Ilustração da probabilidade de falha no caso de duas variáveis independentes, S e R (Adaptado de [17])

A aplicação do método de Monte-Carlo implica os seguintes passos:

1. Simular N ciclos de solitação (vidas úteis), incluindo as características estatísticas de todos os temporais por vida útil e interseção de correlações entre todas as variáveis que regem o comportamento da agitação marítima, nível do mar e correntes;
2. Verificar se ocorre rebentação das ondas;
3. Obter a probabilidade de falha de cada modo de falha através das equações dos modos de falha a verificar;
4. Analisar os resultados e comparar com os valores recomendados nas normas existentes, por exemplo, na ROM0.0 ou ROM1.0-09;

O número de simulações de vidas úteis da obra teria de ser elevado para ter valores de probabilidade de falha reduzidos. Por exemplo, o número de simulações deveria ser na ordem de $N=10^5$ para caracterizar a probabilidade de falha da ordem dos 0,1% (100/100 000) como é referido na ROM1.0-09 para os estados limites últimos (ELU) [4].

Assim, é necessário definir o tempo de vida útil da estrutura (50 ou 100 anos geralmente), tendo em conta o seu impacto económico, social e ambiental [9].

Para cada ano a gerar, têm de ser dadas as distribuições relativas aos parâmetros da agitação marítima (H_s , T_p) ao nível do mar (associado à profundidade junto à obra) e o número de ondas de cada estado de mar, assim como as características dos temporais (duração, etc.).

A altura de onda máxima deve ser verificada, tendo em conta a profundidade e a possível rebentação da onda (2.37) [19].

$$H_b = 0.17 \cdot L_0 \cdot [1 - \exp [-1.5 \cdot \frac{\pi \cdot h}{L_0} \cdot (1 + 15 \cdot \tan^{\frac{4}{3}} \beta)]] \quad (2.37)$$

Na equação (2.37) " H_b " representa a altura significativa de rebentação da agitação marítima, " h " a profundidade no pé da estrutura, " L_0 " o comprimento de onda a grandes profundidades e " $\tan(\beta)$ " a inclinação do fundo em frente à estrutura.

Se se incluir o nível médio do mar, o número de temporais por ano e as suas características, o método fica mais completo e próximo da realidade.

Por fim, ajustam-se as variáveis características da agitação marítima, incluindo as suas características estatísticas, média e desvio padrão, para ter em conta a aleatoriedade dos eventos [4].

Alguns estudos, propõem alguns valores a adotar quanto às incertezas associadas às características intrínsecas dos materiais e formatos de secção que poderão condicionar as equações de verificação (CV - Coeficiente de Variação) [1]:

- Densidade sedimentar dos materiais - CV=5%;
- Densidade do betão dos elementos estruturais - CV=2%;
- Dimensão nominal das peças (D_n) - CV=3%;
- Porosidade das peças ($P=0,4$) - CV=10%;
- Inclinação do talude - CV=1%;
- Outros parâmetros geométricos da secção - CV=1%;

Através dos estudos realizados por Hans. Burchart no relatório "RELIABILITY EVALUATION AND PROBABILISTIC DESIGN OF COASTAL STRUCTURES" [17], foram calculados valores médios e desvios padrão de algumas das variáveis (Figura 12).

i	X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	coefficient of variation σ_{X_i}/μ_{X_i}
1	A	1	0.18	18%
2	D_n	1.5 m	0.10 m	6.7%
3	H_s	4.4 m	0.70 m	16%
4	Δ	1.6	0.06	3.8%
5	$cot\alpha$	2	0.10	5.0%

Figura 12 - Variáveis básicas (Adaptado de [17])

Seguindo esta metodologia, a verificação de Nível 3 deve seguir os seguintes passos [1]:

- Propagar todas as condições de agitação marítima de um ponto de registo (nó SIMAR, por exemplo) até junto à obra e obter a distribuição probabilística que melhor se adapte ao registo temporal de dados junto à obra;
- Calcular o número ideal de condições a simular e simular até a probabilidade de falha ser praticamente invariável com as simulações;
- Obter o número de vezes que a estrutura falha de acordo com as equações definidas e estabelecer a sua probabilidade de falha (P_i);
- Comparar a probabilidade obtida com os valores da literatura, por exemplo os valores que a ROM1.0-09 recomenda para probabilidade máxima de falha que são de 7% para ELS e 0,8% para ELU.

CASO DE ESTUDO - MOLHE LESTE DO PORTO DE SINES

Este capítulo contemplará o caso de estudo alvo desta dissertação, discretizando a sua história até aos dias que correm, assim como a constituição do Porto.

3.1 História de Sines

O Porto de Sines localiza-se junto à cidade de Sines. Da Pré-História aos dias que correm, foi o mar e os seus recursos que definiram a economia, cultura e até caráter das gentes de Sines. Historicamente, o povoamento estável nesta localização dá-se na era do Império Romano, devido às qualidades da baía - protegida das tempestades vindas de Norte (Nortadas) - num Litoral Alentejano com poucos abrigos naturais. Estas características tornaram esta aldeia no porto da cidade Miróbriga, localizada a cerca de 17km da costa. Acredita-se que o nome Sines deriva do étimo latino "Sinus", cujo significado é "Baía" ou "Seio".

Sines apresenta, além do porto, dois marcos importantíssimos na sua história que até hoje se encontram simbolicamente materializados na cidade (Figura 13): o seu Castelo e o navegador Vasco da Gama. Ambos surgem no século XV, o castelo na primeira metade e o navegador na segunda, sendo que o pai do mesmo, Estevão Vasco da Gama, fez obras na fortaleza, existindo rumores locais de que o nobre explorador português tenha nascido entre as suas paredes.



Figura 13 - Marcos culturais simbólicos de Sines (Adaptado de [20])

3.2 Porto de Sines

O Porto de Sines começa a ganhar relevância em 1971, após a emissão de um decreto de lei que estabelecia a criação/expansão de um porto nacional. Após alguns estudos e deliberações, Sines, devido em grande parte às suas elevadas profundidades naturais, triunfou sobre a concorrência Lisboa e Setúbal, passando da vila piscatória que até então era, para a cidade de enorme importância económica para a situação nacional que hoje é [20].

Em 1973 iniciam-se então as obras da expansão do Porto de Sines, tendo a sua exploração sido iniciada somente em 1978, pela então recém-nascida "Administração do Porto de Sines - APS", fundada no ano anterior. Esta entidade detém assim como funções conservar, desenvolver e explorar economicamente este Porto. Logo em 1978, o molhe Oeste é atingido por uma tempestade que provocou danos profundos à estrutura, cuja reabilitação foi apenas concluída em 1992.

No início dos anos 2000, o estado português decide investir na expansão deste porto com a ampliação do molhe Leste, aumento das vias de comunicação terrestres a este marco e aperfeiçoamento das infraestruturas existentes. Estas evoluções decorrem até aos dias de hoje, de forma a tornar o Porto de Sines o principal Porto de carga movimentada da Península Ibérica e um dos principais na Europa [21].

Atualmente, o Porto de Sines abriga oito terminais portuários, sendo explorados pelas seguintes empresas/entidades:

- TGL: Terminal de Granéis Líquidos - Companhia Logística de Terminais Marítimos (CLT), Grupo Galp Energia;

- TPL: Terminal Petroquímico - Repsol Polímeros;
- TMS: Terminal *Multipurpose* - PortSines;
- TGN: Terminal de Gás Natural - REN Atlântico;
- TCS: Terminal de Contentores de Sines - PSA Sines;
- Porto de Pesca de Sines - APS;
- Porto de Recreio de Sines - APS;

O terminal que mais se destaca dentre estes é o terminal de contentores, denominado de Terminal XXI (Figura 14), tendo capacidade de movimentar anualmente cerca de 2,7 milhões de TEUS - unidade de formato de um contentor normalizado de 20 pés (6,10x12,19m). A principal atividade deste terminal define-se como *transshipment*, onde embarcações vindas de várias partes do mundo transferem a sua carga para outros navios e esses seguem para o destino preconizado [21].

No âmbito empresarial, estes grandes grupos económicos instalaram unidades fabris na zona industrial de Sines, situada na periferia da cidade, estrategicamente perto do Porto para reduzir os custos de transporte da carga desde os terminais que a recebem até ao processo fabril.

Em 2022, o Governo aprovou em Conselho de Ministros um conjunto de investimentos para alargar a capacidade de receber e expedir o Gás Natural que o terminal TGN gere. Essa possível expansão, que se dará na zona Oeste do Molhe Leste do Porto (Figura 15), é a que será abordada como caso de estudo nesta dissertação.



Figura 14 - Terminal XXI (Adaptado de [22])

3.3 Molhe Leste

O molhe leste do Porto de Sines é um quebra-mar de taludes localizado na zona Sudeste do Porto de Sines (Figura 15). Com os seus cerca de 2,25km de comprimento, a mesma confere abrigo aos terminais de GNL, *Multipurpose* e o terminal XXI, protegendo a sua bacia da agitação marítima oriunda de Sudoeste e Oeste. Inicialmente projetado para proteger o terminal de carvão (atualmente inativo), este quebra-mar de talude tem sido alvo de inúmeras expansões a leste devido ao crescimento do terminal de contentores que, para permitir a receção de uma maior quantidade de carga, requer a existência de uma maior área de manobra [18].



Figura 15 - Vista panorâmica Porto de Sines (Fonte: Transportes e Negócios, 2017)

Essencialmente, a estrutura deste molhe (Figura 16) é do tipo quebra-mar de talude, com núcleo composto por material de todo-o-tamanho (TOT) e mantos de proteção, de extra e intradorso, constituídos por blocos de betão ranhurados tipo Antifer (Figura 17). A transição entre estas camadas é feita através de camadas de filtro de enrocamento. A zona da cabeça, por ser a parte mais vulnerável da estrutura, é protegida por blocos de betão (Figura A1 do Anexo A.1).

Prevê-se a expansão desta estrutura em cerca de 400m para Noroeste, de forma a poder aumentar o número de postos de acostagem de navios (neste caso de GNL).

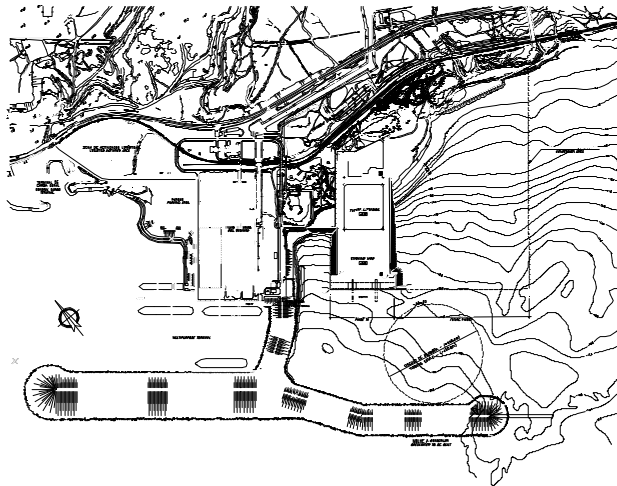


Figura 16 - Molhe Leste (adaptado de PIANC Portugal, 2021)

CUBO ANTIFER (FRENS, 2007)

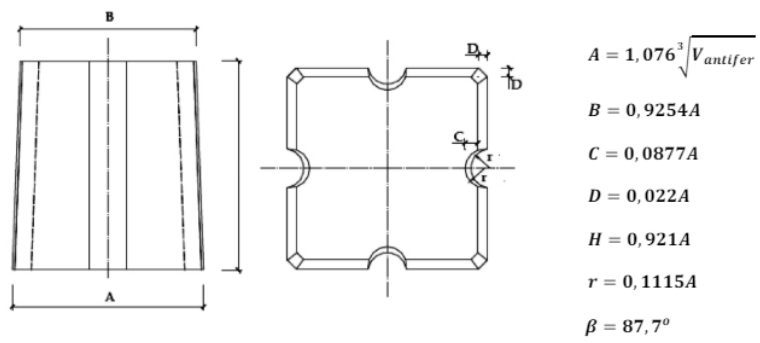


Figura 17 - Cubo Antifer (Adaptado de Frens, 2007)

CARACTERIZAÇÃO DA AGITAÇÃO MARÍTIMA AO LARGO DE SINES

O presente capítulo trata do processamento efetuado dos dados de agitação marítima ao largo de Sines com o intuito de estabelecer as condições extremas de agitação marítima junto ao quebra-mar em questão. Inicialmente, obtém-se os regimes de extremos (anuais e de temporal) com o intuito de definir as condições a propagar desde o largo, onde existe informação de *hindcast*, até junto à obra. As simulações de propagação da agitação marítima desde esse ponto até à estrutura, foram realizadas utilizando o programa *CMS-Wave*, com o objetivo final de caracterizar a onda de projeto que será então utilizada no pré-dimensionamento do quebra-mar de talude.

4.1 Agitação marítima ao largo de Sines

4.1.1 Precedência e obtenção dos dados

Os dados utilizados na caracterização da agitação marítima ao largo do Porto de Sines correspondem aos dados disponibilizados pela entidade *Puertos del Estado* no nó SIMAR 1044052 (Figura 18), Longitude -9 000 E; Latitude 38 000 N [22] a uma profundidade de cerca de 150 metros.

O conjunto de dados SIMAR44 surgem da junção dos dados SIMAR com os WANA (Sistemas utilizados pela entidade), consistindo em séries temporais de parâmetros de vento e agitação marítima. Importa referir que são dados obtidos de simulação numérica de alta resolução e não de dados medidos. Os dados WANA foram desenvolvidos numa parceria entre *Puertos de Estado* e a Agência Meteorológica do Estado Espanhol (AEMET), enquanto as simulações SIMAR-44 foram realizadas também por *Puertos del Estado* no seguimento do projeto Europeu HIPOCAS (*Hindcast of Dynamics and Processes of the Ocean and Coastal Areas of Europe*). Para gerar campos de agitação marítima, esta entidade utilizava os modelos WAM e WaveWatch III. Os pontos SIMAR estão espalhados ao longo de toda a orla costeira ibérica

(Figura 19) e europeia [23]. Importa salientar que os dados, não sendo retirados diretamente de registos da natureza, podem subestimar a altura significativa de onda em situações de temporal, pelo que se aconselha usá-los com precaução.

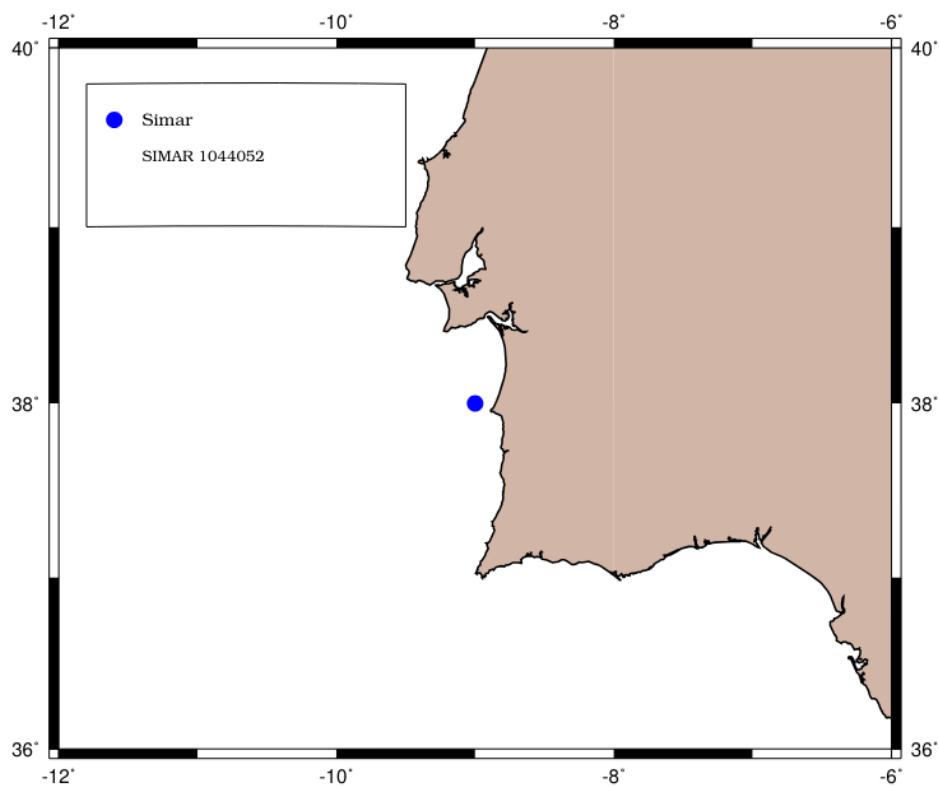


Figura 18 - Nó SIMAR 1044052 (Adaptado de: [22])



Figura 19 - Nós SIMAR espalhados pela orla costeira ibérica (Adaptado de: [22])

4.1.2 Parâmetros de agitação marítima disponíveis

Os dados de Vento e Ondulação SIMAR incluem informação desde 1958, dispondo-se para o nó SIMAR 1044052 informação de agitação marítima desde 1981. Os parâmetros de agitação marítima disponíveis neste ponto são dados horários de [22]:

- Agitação marítima
 - Altura significativa de agitação marítima espectral;
 - Período de pico espectral;
 - Período médio espectral (Momentos 0 e 2);
 - Direção média da agitação marítima;
- Vento
 - Velocidade média;
 - Direção medida de proveniência do vento;

Para este ponto, são extraídos os seguintes dados:

- Data (Ano, mês, dia, hora);
- Altura significativa de onda espectral, H_{m0} [m];
- Período médio espectral, T_{m02} [s];
- Período de pico, T_p [s];
- Direção média de propagação da ondulação [0=N; 90=E];

Com base nos dados SIMAR 1044052, estabeleceu-se o regime geral observado, isto é, as distribuições bivariadas conjuntas de pares (H_s , T_p), (H_s , Dir) e (T_p , Dir), Figuras A.2.1 a A.2.3 do Anexo A.2. Da análise das figuras apresentadas é possível obter as direções de onda de onde são provenientes as maiores alturas de onda significativas, assim como os respetivos períodos de pico e analisar as condições de agitação marítima mais frequentes. Assim, chegou-se às seguintes conclusões:

- As maiores alturas significativas de onda (>8 metros de altura):
 - são provenientes de **Oeste/Noroeste** (entre os **260 e 320°**);
 - apresentam períodos de pico na ordem dos **12-18 segundos**;
- As condições de agitação marítima mais frequentes são:
 - são provenientes de **Oeste/Noroeste** (entre os **280 e 340°**);
 - apresentam períodos de pico na ordem dos **7-14 segundos**.

4.2 Regime de extremos anuais

A obtenção do regime de extremos consiste no cálculo dos valores da distribuição de H_s para um conjunto de períodos de retorno e na associação deste a valores de períodos e direções. As amostras dos máximos de H_s devem ser independentes. O cálculo do valor de altura significativa de onda para dado período de retorno pode ser feita com base na amostra composta pelos valores máximos de H_s para:

- Anual (Ano Civil) e os correspondentes valores de T_p e Dir . Máximo anual;
- Ano Marítimo (de Outubro a Setembro do ano seguinte).

Foi então escolhida a função de distribuição que melhor se ajusta à amostra dos máximos e os respetivos parâmetros. Com eles foi possível determinar o valor da altura significativa de onda para diferentes períodos de retorno.

4.2.1 Amostra de máximos por ano Civil

Realizou-se o processamento de todas as alturas de onda significativas através do *software Microsoft Excel*, extraindo-se os valores máximos das alturas de onda significativas para cada ano (1981-2023), assim como os respetivos períodos e a direção de onda. Com base nessa amostra (Figura A.3.1 do Anexo A.3.1), definiu-se então a "Probabilidade de não excedência" (utilizando a equação (2.22)) associada à altura de onda, colocando esta por ordem crescente - Tabelas A.3.1.1 e A.3.1.2 do Anexo A.3.1. A distribuição que melhor se ajustou a esta amostra foi a de *Gumbel*.

4.2.2 Amostra de máximos por ano Marítimo

Para este caso executou-se o mesmo procedimento que para o caso anterior com a simples diferença de que ao invés de se considerar o intervalo temporal de um ano civil, considerou-se o ano marítimo, com início a 1 de Outubro e término a 30 de Setembro do ano seguinte (Figura A.3.2 do Anexo A.3.2 e Tabelas A.3.2.1 e A.3.2.2). Para este caso realizou-se ainda a análise por direção de incidência da agitação marítima, dividindo em ondas provenientes de 3 setores de direções de 45° cada centrada na direção Sudoeste, Oeste e Noroeste - Tabelas A.3.2.1.1 a A.3.2.3.2 e Figuras A.3.2.1 a A.3.2.3 dos Anexos A.3.2.1 a A.3.2.3, com o intuito de avaliar a direção mais condicionante para a estabilidade da estrutura. A distribuição que melhor se ajustou a esta amostra foi a *LogNormal*.

4.2.3 Resultados

Em suma, na Tabela 1 e Figura 20 pode-se observar os resultados das alturas de onda significativa obtidos para diferentes períodos de retorno com as distribuições que melhor se ajustaram a cada caso e ainda separadas por setores de direções de incidência de agitação marítima no caso de a amostra ser de máximos obtidos por ano marítimo.

Tabela 1 - Máximos probabilísticos por anos e direções

F(x)	Tr	Ano civil	Ano Marítimo	SW	W	NW
0,01	1	4,74	4,54	2,41	3,77	3,98
0,67	3	7,12	7,27	6,45	6,92	6,49
0,80	5	7,71	7,79	6,98	7,58	6,98
0,90	10	8,44	8,40	7,52	8,35	7,54
0,95	20	9,15	8,93	7,95	9,04	8,04
0,98	40	9,84	9,42	8,30	9,43	8,51
0,98	50	10,06	9,57	8,41	9,89	8,65
0,99	100	10,74	10,03	8,70	10,50	9,08

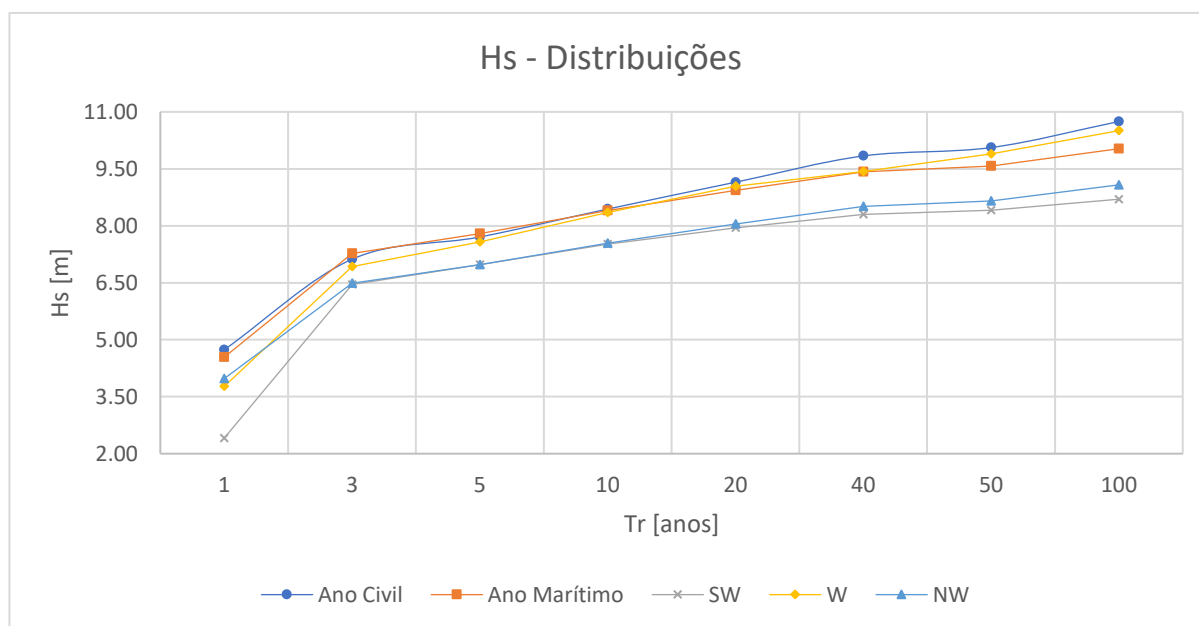


Figura 20 - Distribuições pontuais dos Máximos

Destes elementos pode-se retirar as seguintes ilações:

- A altura significativa de onda obtida para o máximo por ano civil é superior à de ano marítimo, o que se pode dever à diferença entre as distribuições probabilísticas utilizadas. Neste caso a distribuição que melhor se adapta ao ano marítimo é a de *Gumbel* (ver Tabelas A.3.1.1 e A.3.1.2 do Anexo A.3.1)

- O setor de direção mais condicionante será o de Oeste - setor de direção no qual se observa a maior onda com $T_r=100$ anos de 10,50m;
- O maior valor obtido com os máximos por ano marítimo é inferior ao obtido para o setor Oeste para T_r superiores a 40 anos (ver tabelas A.3.2.2.1 e A.3.2.2.2 do Anexo A.3.2.2)

4.3 Regime de Extremos por *Peak Over Threshold*

A análise por temporal ou *Peak Over Threshold* (POT), consiste na análise dos valores máximos de H_s de cada temporal ocorrido no tempo para o qual se dispõe de dados [8]. Nesta dissertação considerou-se estar em condições de temporal quando a altura significativa de onda é igual ou superior a 4.5m durante um período mínimo de 6 horas. Consideraram-se temporais independentes aqueles com um tempo mínimo entre temporais de 6h [25].

Para esta análise procedeu-se à mesma metodologia utilizada previamente - extração dos valores máximos de altura significativa de onda e comparação com a distribuição probabilística que melhor se adapta aos dados (Ver Tabelas A.4.1.1 e A.4.1.2 e Figura A.4.1 do Anexo A.4.1), sendo agora o máximo extraído por cada temporal e não por ano.

Para calcular a função $F(x)$ foi necessário ter em conta o número de temporais e o número de anos em análise (Ver 4.1 e 4.2).

$$F(x) = 1 - \frac{1}{n_T \cdot T_R} \quad (4.1)$$

$$n_T = \frac{N^\circ \text{ de Temporais}}{\text{Ano Final} - \text{Ano Início}} \quad (4.2)$$

Através do *software MatLab*, obtiveram-se 214 temporais independentes no período em análise, com H_s a variar entre 4,5m e 9,8m, provenientes de direções entre 213°N e 329°N e valores de T_p a variar entre 9s e 19,5s.

Além do processamento dos máximos por temporal, procedeu-se também ao estudo dos temporais por setor de direção (Consultar Tabelas A.4.2.1.1 até A.4.2.2.2 dos Anexos A.4.2.1 e A.4.2.2). A distribuição que melhor se ajustou a esta amostra foi a *Generalized Pareto*.

Assim obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 2 e na Figura 21.

Tabela 2 - Máximos probabilísticos por anos e direções (POT)

F(x)	Tr	POT	SW	W	NW
0,01	1	6,40	4,48	5,78	5,48
0,67	3	7,08	5,38	7,03	6,56
0,80	5	7,87	5,60	7,55	6,98
0,90	10	8,40	5,88	8,19	7,47
0,95	20	8,88	6,15	8,78	7,89
0,98	40	9,32	6,41	9,31	8,25
0,98	50	9,45	6,50	9,47	8,35
0,99	100	9,82	6,76	9,94	8,64

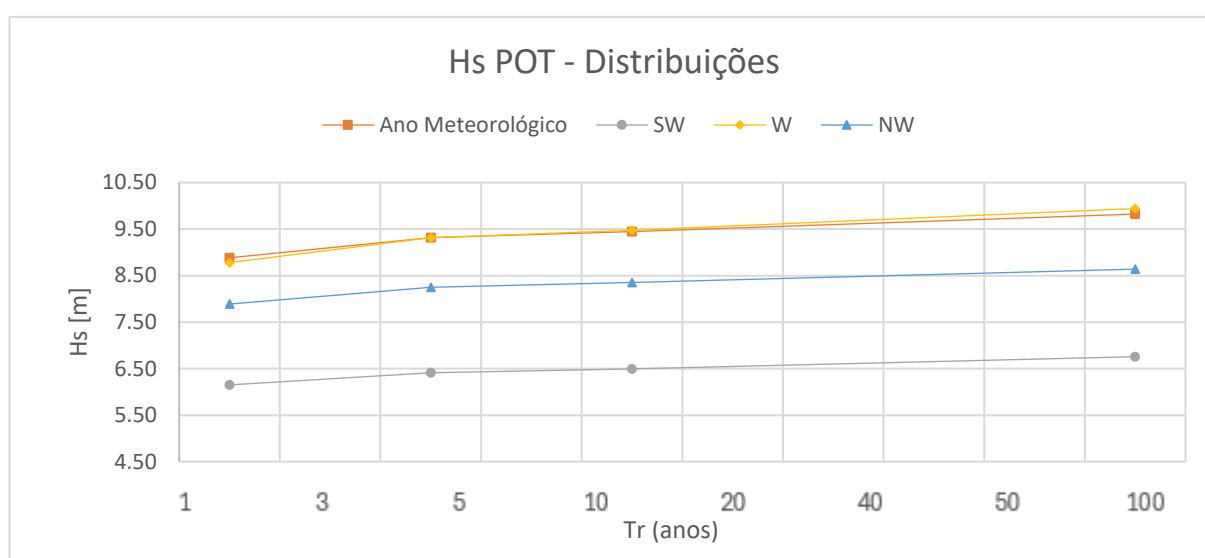


Figura 21 - Distribuições pontuais de POT

Da análise da tabela e da figura acima, podemos retirar as seguintes conclusões principais:

- O setor de direção que mais condiciona a funcionalidade da estrutura do caso de estudo é Oeste, tal como para Regime de Extremos Anuais - setor de direção na qual se obtém o maior valor de Hs para Tr=100 anos, de 9,94m;
- Para períodos de retorno superiores a 10 anos, os valores obtidos por ano marítimo são superiores aos obtidos pela análise POT, devido às distribuições utilizadas.

Na Tabela 3 e na Figura 22 apresenta-se o número de temporais registado e a respetiva percentagem por setor de direção tendo em conta o número total de temporais ao longo de todo o registo. Como se pode observar, mais de 50% dos temporais vêm do setor de direção centrada a Oeste, com direção a variar entre 247.5° e 292.5°.

Tabela 3 - Percentagens por incidência

Direção	Sudoeste (180-247,5°)	Oeste (247,5-292,5°)	Noroeste (292,5-360°)	Totais
SIMAR44	13 6%	109 51%	92 43%	214

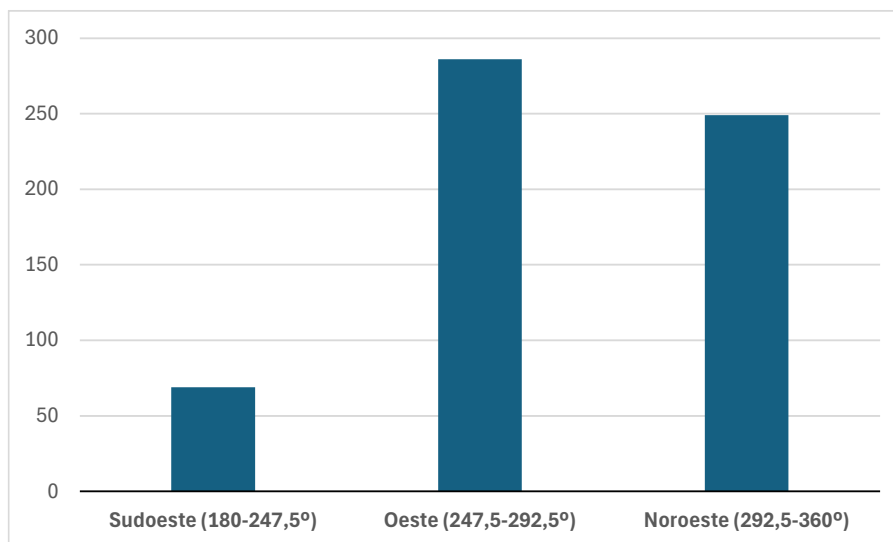


Figura 22 - Gráfico de barras de percentagem de incidência

4.4 Condições de agitação marítima a propagar até à zona da obra

Tendo os dados todos processados e analisados os máximos, quer anuais, quer por temporal, definiram-se as condições de agitação marítima junto do nó SIMAR a propagar até junto à obra. Apresenta-se, na Tabela 4, o resumo dos valores de H_s obtidos com base nos dados analisados e os respetivos valores de T_p e $Dir.$, assim como o valor por setor de direção.

Tabela 4 - Valores de H_s e respetivos valores de T_p e Direção

Ano Marítimo [m]	T_p [s]	Dir. [°]	Sudoeste Sw [m]	T_p [s]	Dir.[°]
9,78	15,15	281	6,1	12,11	235
			Oeste W [m]	T_p [s]	Dir.[°]
			9,78	15,15	281
			Noroeste NW [m]	T_p [s]	Dir.[°]
			8,73	13,71	296

Ora, para os dados registados, tem-se para cada registo o valor de altura significativa de onda, o respetivo período de pico e direção. Porém, no caso dos valores de H_s obtidos por análise de extremos, o mesmo não ocorre. Para resolver este problema e seguindo a metodologia proposta em [26], de forma a definir as condições de T_p e $Dir.$ associadas a um valor de H_s com determinado Tr , fez-se uma regressão linear entre os valores de T_p e H_s máximos

mensais disponíveis (Figura 23). Pode-se observar que há uma tendência para o aumento dos períodos com as alturas, mas a gama de variação é grande. Assim, optou-se por definir a gama de valores para T_p para cada direção.

Para a direção seguiu-se também a metodologia proposta por [26], associando-se as direções às alturas extrapoladas, determinadas com base nos valores obtidos do regime observado (Figura 24). Os valores obtidos para períodos de retorno de 50 e 100 anos são apresentados nas Tabelas 5 e 6.

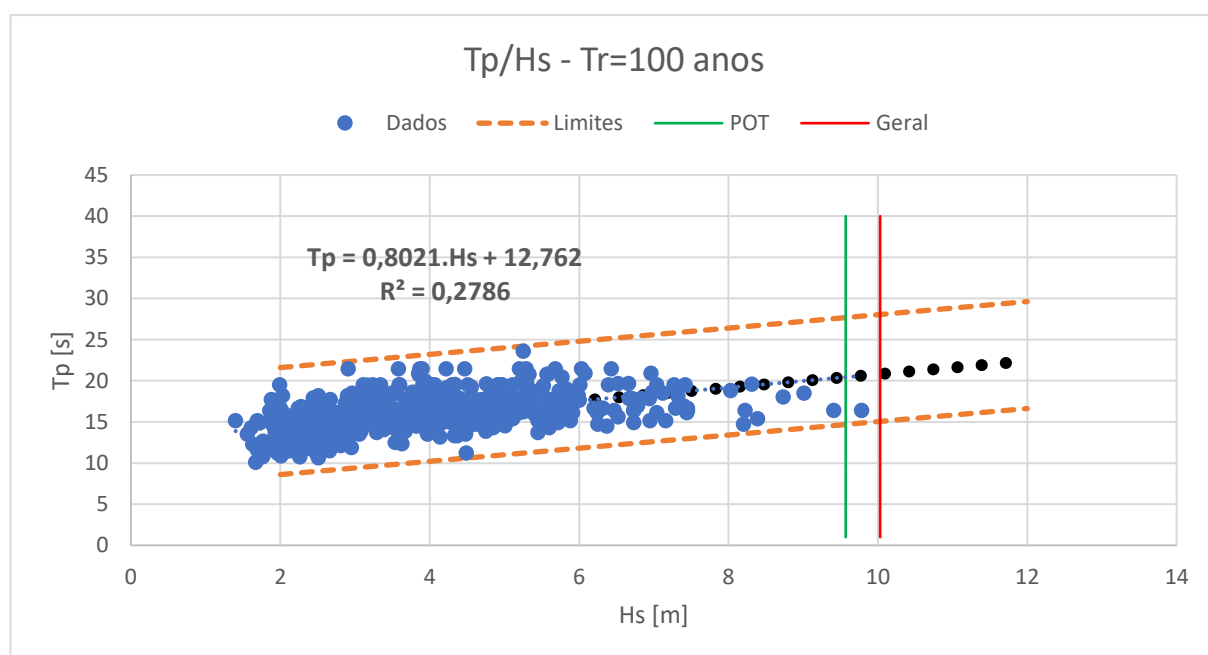


Figura 23 - Extrapolação T_p/H_s

Tabela 5 - Valores de H_s por ano marítimo e respetivos valores de T_p e Dir. para $Tr=50$ e 100 anos

Tr	Ano Marítimo [m]	T_p [s]	Dir. [°]	Sudoeste Sw [m]	Oeste W [m]	Noroeste NW [m]
50	9,57	14,5 - 27,5	165 - 305	8,41	9,89	8,65
100	10,03	15 - 28,5	160 - 300	8,70	10,50	9,08

Tabela 6 - Valores de H_s por POT e respetivos valores de T_p e Dir. para $Tr=50$ e 100 anos

Tr	POT	T_p [s]	Dir. [°]	Sudoeste Sw [m]	Oeste W [m]	Noroeste NW [m]
50	9,45	14 - 26	175 - 315	6,50	9,47	8,35
100	9,82	14,5 - 27,5	170 - 310	6,76	9,94	8,65

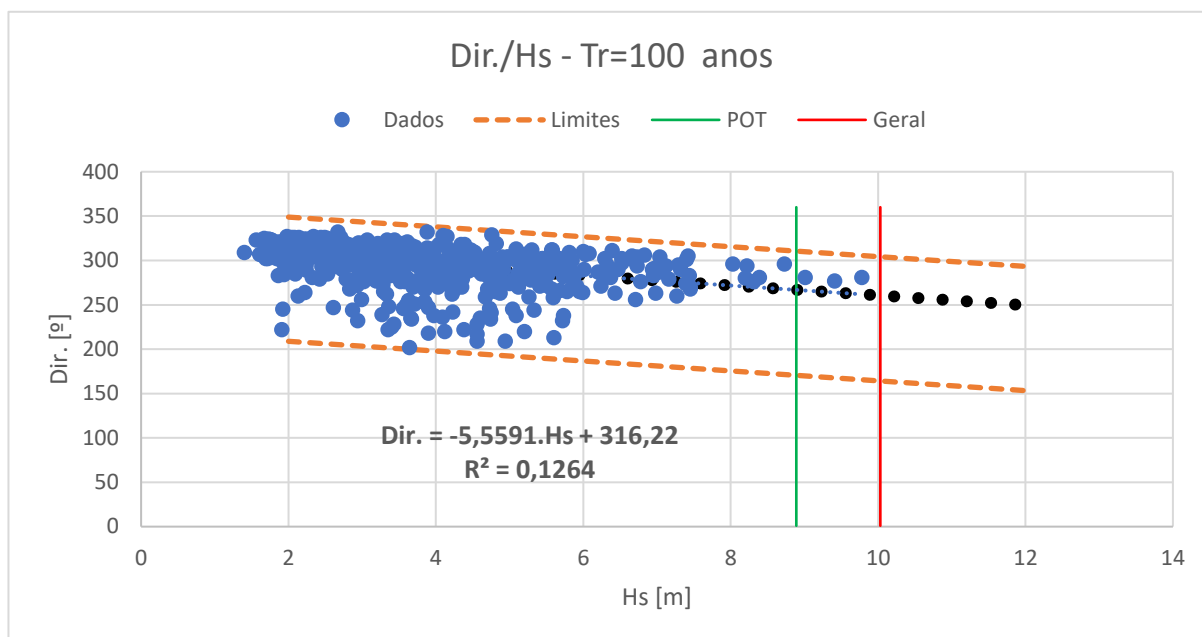


Figura 24 - Extrapolação Dir./Hs

Da análise efetuada, retiram-se as seguintes conclusões:

- A maior altura significativa da agitação marítima na bóia SIMAR foi de 9,78m;
- Para o regime de extremos anuais, a altura significativa de onda obtida para $Tr=100$ anos é 10,50m e o seu quadrante é Oeste;
- Apesar de regime POT ser o regime excecional de tempestade, os maiores valores de altura significativa de onda obtida para Tr entre 40 e 100 anos foram obtidas através do regime de extremos baseado nos máximos anuais;
- O setor de direção de onde se obtiveram os maiores valores de H_s é, para as duas direções analisadas (POT e máximos anuais), por ordem decrescente: Oeste, Noroeste, Sudoeste.

Desta forma conclui-se que a onda de projeto ao largo de Sines, considerando um período de retorno de 100 anos, deverá ser proveniente do setor Oeste, com uma altura de 10,50m e um período de pico comprometido entre 14 e 28,5 segundos.

4.5 Propagação da agitação marítima do largo até junto à estrutura

Para propagar as condições de agitação marítima desde a posição da bóia SIMAR até junto à obra, utilizou-se o *software* CMS-Wave. O CMS-Wave (*Coastal Modeling System - Wave*

Model) é uma ferramenta de modelação desenvolvida pela empresa *Scientific Modeling Systems* (SMS). Fundada com o objetivo de fornecer soluções avançadas para desafios ambientais e de engenharia, a SMS estabeleceu-se como uma líder reconhecida no desenvolvimento de *software* para simulação e análise de processos costeiros e oceânicos [27].

O CMS-Wave oferece uma combinação de recursos avançados e facilidade de uso, permitindo que os usuários realizem simulações de processos envolvidos na propagação da agitação marítima com eficiência e precisão. Desde a sua introdução, o CMS-Wave tem sido amplamente adotado por organizações governamentais, consultorias ambientais, universidades e instituições de pesquisa em todo o mundo [28].

Neste modelo consideraram-se os fenómenos de empolamento, refração, difração, transmissão sobre a estrutura e reflexão da agitação marítima.

Para aplicar o modelo e obter as condições de agitação marítima junto à obra, é necessário fornecer os seguintes parâmetros geomorfológicos:

- Referências Geográficas;
- Batimetria;
- Delimitações físicas;
- Malha a usar na Propagação;
- Pontos de Referência;

Nos pontos seguintes apresentam-se os dados utilizados neste caso de estudo.

4.5.1 Referências Geográficas

Antes de se avançar com a simulação, é necessário fornecer ao programa informação sobre a geomorfologia local. Sendo o nosso caso de estudo o porto de Sines, é necessário inserir e fixar no mapeamento do programa uma imagem do local. Para esse feito, recursou-se ao *Google Earth* para localizar Sines e fixou-se então um ficheiro ".tif" adaptado do Instituto Hidrográfico (Figura 25).

É importante que a figura a utilizar seja precisa para que a sua inserção coincida perfeitamente com a informação disponibilizada pelo *Google Earth*. Assim, na presente dissertação utilizou-se como por base de verificação a informação batimétrica presente na Figura 25, disponibilizada pelo Instituto Hidrográfico. [29]

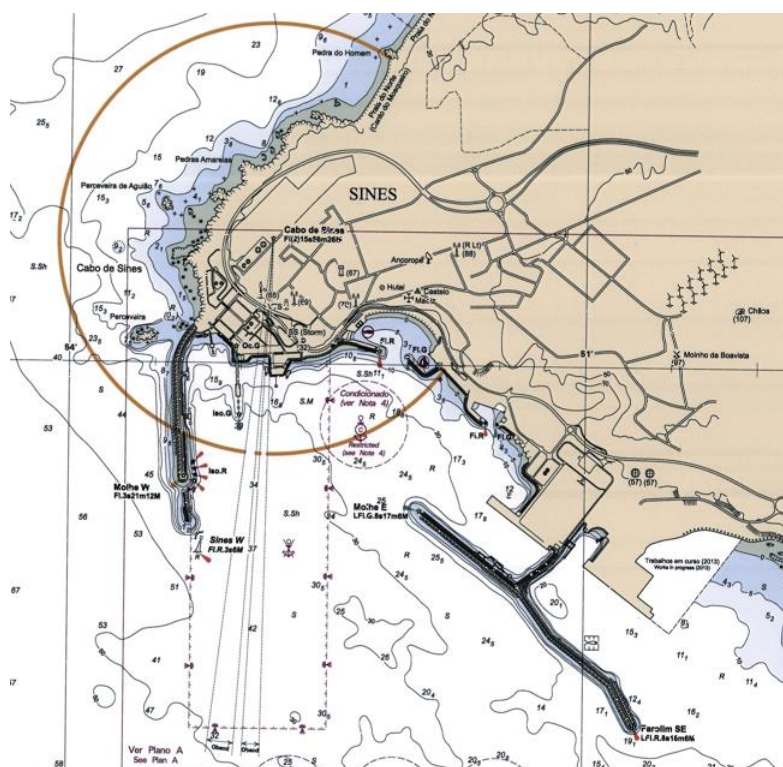


Figura 25 - Mapa Porto de Sines (Fonte: IH)

4.5.2 Batimetria

A "Batimetria" corresponde às profundidades dos mares, lagos, rios ou outras massas de água relativas a uma referência fixa. Este termo é frequentemente utilizado em geografia, oceanografia, hidrografia e outras disciplinas relacionadas com a água. Como referido anteriormente, os documentos do Instituto Hidrográfico são a base para estabelecer estas profundidades. As batimetrias são compostas por pontos e contêm a informação sobre Latitude, Longitude e profundidade no respetivo ponto e servem para estabelecer as malhas de elementos finitos a realizar e de estudo.

Realizaram-se 3 malhas com informação batimétrica diferente (visualizáveis como pontos encarnados nas figuras) que mais tarde se agregaram na malha final:

- Batimetria Local (Figura 26): Malha quadrada simétrica de pontos espaçados a cada 100m de latitude e longitude;
- Batimetria Largo (Figura 27): Malha assimétrica fixada em curvas de nível correspondentes a batimétricas;
- Batimetria Pormenorizada (Figura 28): Malha assimétrica fixada em curvas de nível correspondentes a cartas do Instituto Hidrográfico;

Esta última serve como referência aquando na junção das três malhas distintas, ou seja, a informação que os seus pontos contêm tem prioridade em relação às restantes quando se realizar a simulação. Estas batimetrias foram estabelecidas tendo em conta as direções de agitação marítima obtidas para o período de retorno considerado (Ver subcapítulo 4.4)

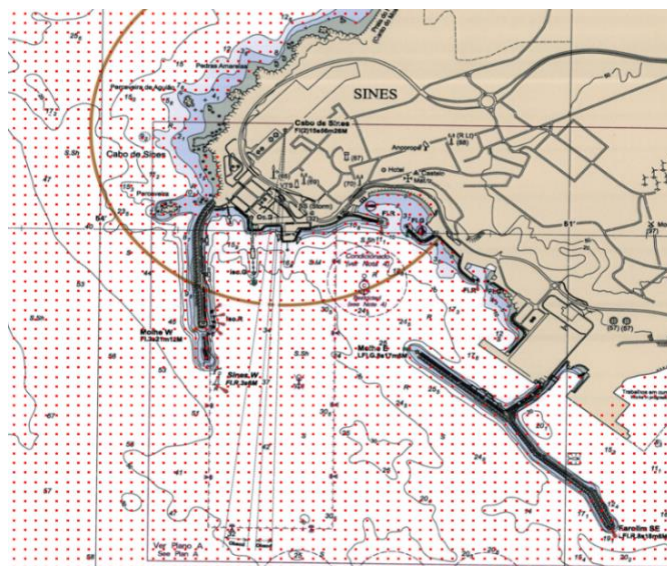


Figura 26 - Batimetria local

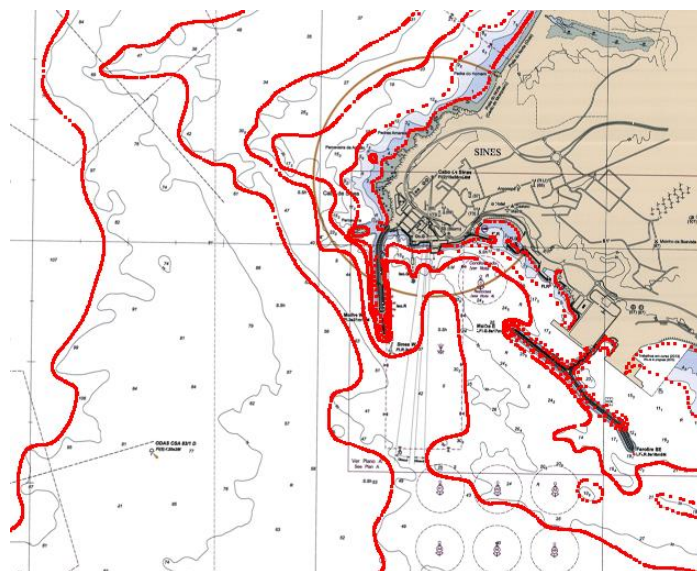


Figura 27 - Batimetria ao largo

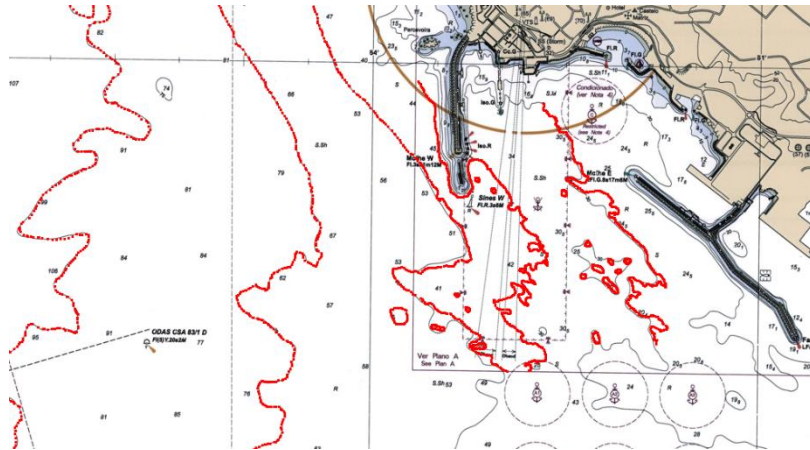


Figura 28 - Batimetria pormenorizada

Após estabelecer a batimetria, define-se uma área na qual o programa desenvolverá uma malha de elementos finitos triangulares com o intuito de estabelecer continuidade física entre os pontos (Figura 29).

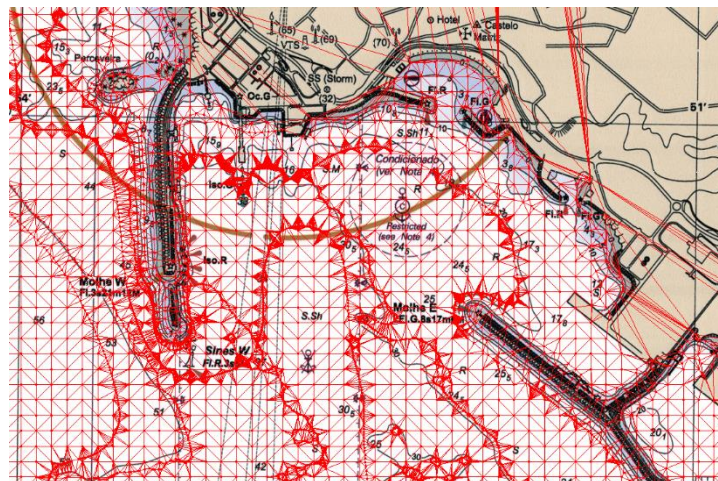


Figura 29 - Malha de Elementos Finitos triangulares

Importa referir que, como se pode observar acima, os elementos finitos atravessam também a zona territorial terrestre. Para que o programa não considere a zona terrestre como caminho para a propagação de agitação marítima, devem-se apagar com critério os elementos que atravessam zonas costeiras.

4.5.3 Fronteiras físicas

Para as delimitações físicas, delinearão-se as fronteiras físicas geomorfológicas, como as estruturas hidráulicas, o porto em si e todo o solo terrestre em *AutoCAD*, que foi depois transposto para o *software* CMS como um ficheiro GIS. Este exercício permite ao programa assumir as fronteiras da zona onde as ondas já não se irão propagar, mas embater. Se esta limitação de fronteira não existisse, o programa não teria capacidade de distinguir com base nas imagens disponibilizadas o que é terra e o que é mar, sendo que assumiria ser tudo mar.

4.5.4 Pontos de referência

Antes de se proceder à simulação da propagação das condições de agitação marítima, é necessário estabelecer alguns pontos de referência da qual se possa extrair resultados. O programa permite obter informações sobre as características da agitação marítima ao longo de toda a malha, porém, para o caso de estudo de prolongamento da estrutura marítima, apenas interessam alguns pontos em frente à zona da obra (Figura 30).

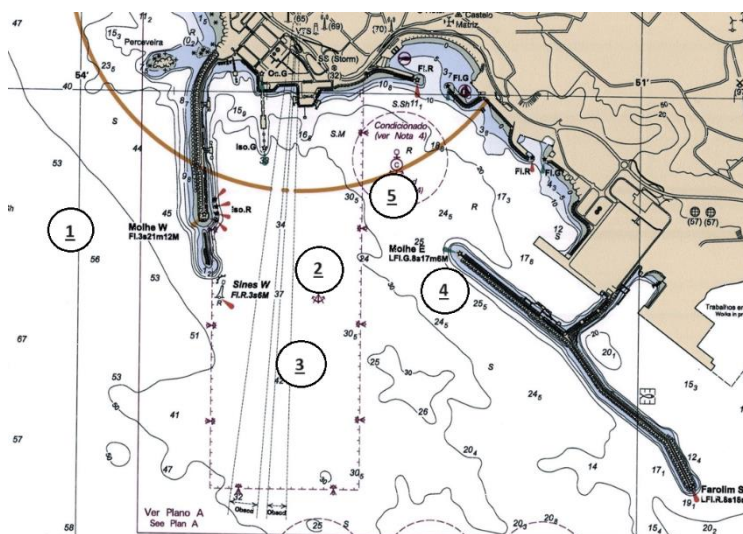


Figura 30 - Pontos de referência

Definiram-se 5 pontos. O Ponto 1 encontra-se a cerca de 50 metros do quebra-mar Oeste do Porto. Este ponto irá permitir estimar as condições de agitação marítima (vinda de Oeste e Noroeste) antes da sua interação com o quebra-mar. O Ponto 2 é um ponto intermédio entre as duas cabeças dos quebra-mares. O Ponto 3 é um ponto que permitirá avaliar a agitação marítima antes de atingir o molhe leste e está no alinhamento da cabeça do atual molhe leste, quebra-mar do caso de estudo. O Ponto 4 é um ponto junto à cabeça do quebra-mar do caso de estudo. O Ponto 5 é o último ponto a analisar e situa-se a 400 metros de distância da cabeça do quebra-mar do caso de estudo, exatamente por ser o comprimento previsto na expansão

idealizada a ocorrer. As informações geográficas destes pontos são apresentadas na Tabela 7. As coordenadas X e Y variam com a malha espacial definida previamente (Figura 31).

Tabela 7 - Características dos pontos de referência

Ponto:	1	2	3	4	5
X(m):	-66 647,60	-65 455,60	-65 265,10	-64 527,30	-64 808,70
Y(m):	-191 460,40	-191 604,40	-192 426,40	-191 852,50	-191 571,20
Nível, N (mZH):	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Fundo, Z (mZH):	-36,50	-34,50	-36,20	-18,10	-27,70
Prof., d(m):	38,50	36,50	38,20	20,10	29,70

4.5.5 Malha de cálculo

A "malha de propagação" define os pontos de cálculo das condições de agitação marítima resultantes na propagação dessas condições.

No *SMS Wave* a malha é composta por elementos finitos quadrangulares e/ou regulares. O espaçamento entre os pontos constituintes segue uma regra geral: o comprimento de onda L_0 (4.3) deverá ser representado por pelo menos 10 células de elementos finitos. Assim, por exemplo, para uma agitação marítima com um comprimento de onda de 200 metros serão necessárias 10 células com espaçamento de 20 metros entre cada uma.

$$L_0 = g \cdot \frac{T^2}{2 \cdot \pi} \quad (4.3)$$

Para o presente caso de estudo realizaram-se 27 simulações: 9 para cada setor de direção - Sudoeste (225°), Oeste (270°) e Noroeste (315°), onde para cada direção serão simuladas as combinações de valores de altura significativa de onda de 6.5, 8.5 e 10.5 metros (valores baseados nos obtidos da análise de extremos, ver subcapítulos 4.2 a 4.4) e os períodos de pico de 12, 16 e 20 segundos.

Sabe-se que alguns destes valores são improváveis face aos dados analisados dos últimos 40 anos, pelo que terão somente peso como componentes de estudo. Por exemplo, sabe-se que é improvável que num período de 100 anos ocorra uma condição de agitação marítima vinda de Sudoeste com uma altura de 10.50 metros, sendo que o valor máximo que se obteve para esse período de retorno e para este setor de direções foi de 8.70 metros.

A área da malha a usar na propagação da agitação marítima desde o largo até junto da obra irá incluir uma zona em mar de grande profundidade (aqui definida a uma profundidade de 150 metros, profundidade aproximada na posição da boia SIMAR). Assim, para um período de pico de 12 segundos (o menor período de pico a simular), o comprimento de onda será

170.44 metros, correspondente ao menor a simular. De forma a cumprir com o requisito acima referido, estabeleceu-se uma malha com elementos de comprimento e largura igual a 15 metros. Na Figura 31 pode-se visualizar a malha que foi executada (a linha negra) e à esquerda da imagem o local onde se situa o ponto de origem da agitação marítima que se irá propagar até à estrutura.

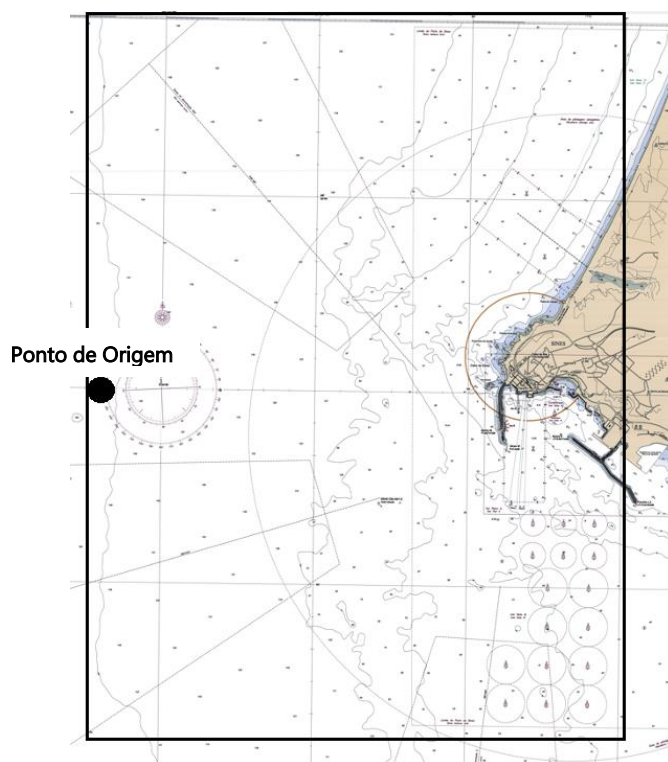


Figura 31 - Ponto de origem da malha de propagação ondulatória

Tendo a malha definida, pode-se executar o programa. Ao estabelecer as condições de simulação, o programa disponibiliza várias funções e outros parâmetros de cálculo. Para esta dissertação seguiu-se o recomendado pelo programa para a propagação.

4.6 Resultados

Após a execução do modelo, procedeu-se à extração dos valores de altura de onda nos 5 pontos de referência para as 27 simulações executadas (Tabela 8).

Tabela 8 - Parâmetros para cada simulação

ID	Dir	Hs	Tp
1	315	6,5	12
2	315	6,5	16
3	315	6,5	20
4	315	8,5	12
5	315	8,5	16
6	315	8,5	20
7	315	10,5	12
8	315	10,5	16
9	315	10,5	20
10	270	6,5	12
11	270	6,5	16
12	270	6,5	20
13	270	8,5	12
14	270	8,5	16
15	270	8,5	20
16	270	10,5	12
17	270	10,5	16
18	270	10,5	20
19	225	6,5	12
20	225	6,5	16
21	225	6,5	20
22	225	8,5	12
23	225	8,5	16
24	225	8,5	20
25	225	10,5	12
26	225	10,5	16
27	225	10,5	20

Na Tabela A.5.1.1 do Anexo A.5.1, as linhas com preenchimento celular verde são as linhas cuja informação é considerada para obter a onda de projeto a utilizar no pré-dimensionamento do quebra-mar. Não foram considerados todos os dados obtidos pois, como foi referido anteriormente, algumas das simulações afastam-se da realidade da sucessão de eventos observados até à atualidade. A amarelo observamos os valores de onda de projeto que serão utilizados no pré-dimensionamento da expansão do quebra-mar em causa (Tabela A.5.1.1 do Anexo A.5.1).

Nas Tabelas A.5.1.2 e A.5.1.3 também do Anexo A.5.1 pode-se observar os rumos de agitação marítima nos pontos 1 a 5, onde na Tabela A.5.1.2 se visualiza a diferença absoluta entre o valor inicial da direção e na A.5.1.3 o valor final absoluto da direção da propagação desde o largo até junto à obra. A agitação marítima vai alterando a sua direção devido ao fundo - Efeito de refração, que se traduz na variação da altura de onda e da direção aquando da propagação da onda, em profundidades inferiores a grandes profundidades e com direção oblíqua à batimetria.

Dos resultados da propagação podem-se retirar as seguintes conclusões e observações:

1. Para ondas provenientes de Noroeste, a altura de onda no Ponto 1 (exterior ao quebra-mar Oeste) é superior a 9 metros. No entanto, nos restantes pontos já é significativamente inferior, atingindo 2.65m junto à obra. Isto deve-se ao facto de o quebra-mar Leste se encontrar na zona de sombra deste quebra-mar Oeste para esta direção de propagação.
2. As maiores condições de agitação marítima junto à estrutura são as provenientes de Oeste, com máximos de 7.16m junto à estrutura existente e 5.08m no extremo da expansão prevista. Esta diferença de 2m de altura numa curta distância de

400m deve-se maioritariamente devido à zona de sombra referida no ponto anterior.

3. Apesar de se ter obtido no Ponto 5 (Extremidade da Expansão) ondas provenientes de Sudoeste com a maior altura significativa de agitação marítima - 5.49m - esta foi descartada por se acreditar pouco provável que ocorra uma condição de agitação marítima desta direção com 16s como período de pico.
4. No geral, verifica-se que a altura de onda tende a diminuir do largo até junto à obra.

Na Figura A.5.2 do Anexo A.5.2 podemos observar um exemplo de um mapa monocromático disponibilizado pelo programa de onde poderíamos extrair a altura de onda em qualquer ponto espacial do mapa.

Assim, define-se como a onda de projeto junto à obra uma onda com altura significativa de onda de **7.16 metros** e na zona da extremidade da expansão uma altura significativa de onda de **5.08 metros**, ambas provenientes de **Oeste** e com períodos de pico de **20** e **16 segundos**, respetivamente. O primeiro valor é simulado no ponto 4 enquanto o segundo valor é no ponto 5.

4.7 Comparação com resultados de outros estudos

Uma forma de verificar a boa execução do procedimento realizado será comparar os valores finais com os obtidos por um estudo realizado por profissionais da área numa situação semelhante. Devido ao facto de o Porto de Sines se encontrar com diferentes quebra-mares em expansão, em 2014 foi conduzido o "Estudo de Impacte Ambiental da expansão do Terminal de Contentores (TXXI) do Porto de Sines (3ª e 4ª fases)" (Figura 32) pelo consórcio NEMUS - "Gestão e Requalificação Ambiental, Lda." e "HIDROMOD, Modelação em Engenharia, Lda.".

Para a realização deste estudo teve como base a agitação marítima (Hs, Tp, Tm, Dir.) ao largo do Porto de Sines (de 1988 a 2011) medida pela boia do IH. Foram analisadas as condições de agitação marítima provenientes das 3 direções principais: Noroeste, Oeste e Sudoeste. A agitação marítima oriunda de Oeste foi considerada a mais crítica pois "é resultante da descida da frente polar até às latitudes de Portugal, originando no Atlântico Norte áreas de geração com ventos de SW. As áreas geradas deslocam-se rapidamente para Este ocorrendo a geração de ondulação forte de Oeste em direção à costa portuguesa" [30].

Uma grande diferença do caso de estudo da presente dissertação para este EIA é a zona do quebra-mar em análise, pois para a zona Noroeste do molhe leste, o molhe Oeste tem

grande influência na dissipação da agitação marítima que atinge a estrutura, enquanto na sua zona Sudoeste, esse quebra-mar Oeste pouco ou nada influencia a agitação marítima que atinge a obra, resultando em que 85% das ondas que sejam provenientes de Noroeste, atingem a obra.



Figura 32 - Expansão do quebra-mar leste do molhe leste e do terminal XXI (Adaptado de: [21])

Uma análise mais detalhada da agitação marítima mostrou que 69% das condições de agitação marítima têm uma altura significativa de onda entre os 0,5 e 2 metros, cerca de 24% dos valores estão entre 2 e 4 metros e apenas 6% acima dos 4 metros. O maior valor registado foi de **8,44 metros** e o menor de 0,28 metros (Tabela 9) [30].

Tabela 9 - Percentagens de alturas de ondas registadas na bóia ao largo de Sines [30]

Hm0 (m)	1 a 2 m	2 a 4 m	≥ 4 m	Máximo	Mínimo
	49%	24%	6%	8,44 m	0,28 m

Os autores realizaram a mesma análise para os períodos médios (Tabela 10) e de pico (Tabela 11).

Tabela 10 - Percentagens de períodos de ondas registados [30]

T02 (s)	4 a 6 s	6 a 8 s	8 a 10 s	≥ 10 s	Máximo	Mínimo
	42%	33%	17%	6%	16,5 s	2,7 s

Tabela 11 - Percentagens de períodos de pico registados [30]

T_p (s)	10 e 12 s	8 e 14 s	≥ 14 s	Máximo	Mínimo
	39%	75%	14%	18,7 s	2,8 s

Assim, pôde-se estabelecer algumas semelhanças e ilações nos resultados obtidos no EIA e através do *CMS-Wave*:

- Devido a não ter a proteção que o quebra-mar Oeste fornece, o extremo Sudeste do Quebra-mar Leste estará menos protegido das agitações vindas de NW (que são as maiores registadas). Assim, considerar como altura significativa de onda 7.16 metros para o caso em estudo nesta dissertação parece ser razoável;
- Os períodos de pico obtidos na EIA são semelhantes aos obtidos nos estudos realizados no âmbito desta dissertação;
- A maior condição de agitação marítima obtida empiricamente pelo EIA, oriunda de NW, é semelhante à obtida neste estudo - 8,44 e 8,73 metros, respetivamente.

PRÉ-DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES DE NÍVEL 1 E NÍVEL 3

Com a teoria que suporta estas verificações presente no subcapítulo 2.4, passa-se diretamente para a apresentação de dados e a realização das verificações para os dois modos de falha previstos - Galgamento e estabilidade hidráulica.

5.1 Verificações de Nível 1

Esta verificação terá por base as características físicas da estrutura a expandir pelo que aqui ter-se-ia duas opções: Utilizar-se a estrutura já construída como referência para os cálculos e modificar alguns parâmetros se necessário ou projetar um novo quebra-mar com sistema adaptável à construção já estabelecida. De forma a manter um modelo simples e uma continuidade regular no formato do quebra-mar, decidiu-se verificar a primeira opção. O quebra-mar atual poderá ser visualizado na Figura A.1 do Anexo A.1 e as suas características físicas na Tabela 12. Características dos materiais e do meio envolvente encontram-se na Tabela 13 enquanto as condições de agitação marítima propagadas são visualizadas na Tabela 14.

Tabela 12 - Características físicas do quebra-mar

Estrutura		
Rc	14,25	m
Ac	12,65	m
d	32,70	m
B	6,00	m
Bt	25,00	m
cot(α_{ext})	2,50	°
cot(α_{int})	1,50	°
ht	20,00	m
h	24,90	m

Tabela 13 - Outros dados

Outros dados		
g	9,81	m/s ²
V_{água}	1025,00	[g/dm ³]
V_{betão}	2400,00	[g/dm ³]

Tabela 14 - Dados de agitação marítima junto à obra

Agitação		
Hm0	7,16	m
Tp	20,00	s
Tm	16,67	s
NM	2,00	m
Hm interior	3,00	m

Sendo o período médio (T_m) obtido através de (5.1) (cor distinta das restantes na Tabela 14).

$$T_m = \frac{T_p}{1,2} \quad (5.1)$$

5.1.1 Pré-dimensionamento para o modo de falha de galgamento

Para os cálculos relativos ao modo de falha por galgamento seguiram-se as recomendações presentes no documento EuroTop e as equações do sub-capítulo 2.2.1.

5.1.1.1 Cálculo do espraçamento

Previamente à verificação de galgamento, verificou-se a ocorrência de galgamento através do cálculo do espraçamento. Espraçamento (*Run-up*) é a cota, medida na vertical, entre o nível máximo que a onda atinge no talude e o nível da água em repouso. Quando esse nível assume uma altura superior à cota de coroamento da estrutura ocorre galgamento. Partindo das equações (2.3) e (2.1) obtém-se os valores do espraçamento que é superado por 2% das ondas de um estado de mar, Ru_{2%} - Tabelas 15 e 16. Os valores de γ_b , γ_β e γ_f são valores obtidos de acordo com o EuroTop.

Tabela 15 - Número de Iribarren

cot(α_{ext})	g	T_m	$\xi_{1.0}$
[-]	[m/s ²]	[s]	[-]
2,50	9,81	16,67	2,46

Tabela 16 - Verificação de espraçamento

$\xi_{m1.0}$	H_{m0}	Y_b	Y_f	Y_β	RU 2%
[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]
2,46	7,16	1,00	0,50	0,74	1,58
Valor Máximo:					8,58

Assim, verifica-se que o valor de $Ru_{2\%}$ é inferior ao valor de R_c , de 8,58 metros, logo não se prevê a ocorrência de galgamento de mais de 2% de ondas do registo, para um espraçamento de 2% (valor recomendado pelo manual EurOtop). Assim, a estrutura encontra-se em segurança pois o espraçamento expectado é inferior ao máximo tolerado.

5.1.1.2 Cálculo do caudal médio de galgamento

Com o espraçamento verificado, pode-se passar para a verificação do modo de falha por galgamento. Para tal, inicia-se por estimar o caudal médio de galgamento (Tabela 17 a 20), do volume máximo de caudal instantâneo em caso de um evento de galgamento que é obtido através das equações (2.5) a (2.10) para uma simulação de $N_w = 3000$ ondas.

Tabela 17 - Caudal de dimensionamento para Modo de falha de Galgamento - Equação de Van der Meer (Fonte: EurOtop) [25]

H_{m0}	c	g	d	R_c	Y_f	Y_β	c_q	q design	q design
[m]	[-]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m ³ /s/m]	[L/s/m]
7,16	0,10	9,81	1,35	12,25	0,50	0,74	1,30	0,00012	0,116

Tabela 18 - Probabilidade de galgamento [25]

$Ru_{2\%}$	R_c	$\text{sqrt}(-\ln(0.02))$	P_{ov}
[m]	[m]	[-]	(%)
1,58	14,25	1,98	0,001216

Tabela 19 - Número de ondas [25]

N_w	N_{ow}
[-]	[-]
3000,00	39,09

Tabela 20 - Volume instantâneo máximo de galgamento [25]

b	Γ	a	N_{ow}	V_{MAX}	V_{MAX}
[-]	[-]	[-]	[-]	[m ³ /m]	[L/m]
0,85	0,92	0,02	39,09	0,07	69,75

Como podemos observar na Figura 6 presente no sub-capítulo 2.2.1, o volume médio galgado que a estrutura poderá sofrer e condicionar as operações seria de 1 litro por segundo por metro linear de estrutura, que é um valor substancialmente superior ao valor obtido de 0,11 l/m/s. Quanto ao volume de galgamento instantâneo máximo, o resultado foi de 69,75

l/m quando o máximo recomendado pelo EurOtop é entre 1000 e 2000 l/m. Isto significa que o nível de coroamento da estrutura poderia ser rebaixado, pelo que a segurança relativa a este modo de falha está verificada.

5.1.2 Verificação de Nível 1 - Galgamento

Como referido no sub-capítulo 2.2.1, ao dimensionar um quebra-mar, tenta-se obter uma solução otimizada onde a resistência estrutural do quebra-mar seja superior aos esforços causados pelas cargas (neste caso a agitação marítima). Para tal, usando a equação de Van der Meer (2.5) obteve-se uma equação simples de subtração entre componente resistente e componente condicionante - equação (5.2).

$$q_{m\acute{a}x} - q > 0 \quad (5.2)$$

onde q se obtém da equação (2.5) e $q_{m\acute{a}x}$ é o valor máximo de 1 l/m/s. Ora, substituindo a equação de Van der Meer na equação (5.2), obtém-se a equação (5.3):

$$q_{m\acute{a}x} - 0,1035 \cdot \sqrt{g} \cdot H_s^{\frac{3}{2}} \cdot \exp \left[- \left(0,1035 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1,3} \right] > 0 \quad (5.3)$$

Dividindo todas as componentes pela exponencial obtemos a (5.4) e em seguida a (5.5), de forma a ter uma das parcelas em função da altura significativa de onda H_s e outra em função do único parâmetro de resistência da estrutura, R_c :

$$\frac{q_{m\acute{a}x}}{\exp[A]} - 0,1035 \cdot \sqrt{g} \cdot H_s^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{[\exp[A]]}{\exp[A]} \geq 0 \quad (5.4)$$

$$\frac{q_{m\acute{a}x}}{\exp[A]} - 0,1035 \cdot \sqrt{g} \cdot H_s^{\frac{3}{2}} \geq 0 \quad (5.5)$$

onde A é dado por (5.6).

$$A = - \left(0,1035 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1,3} \quad (5.6)$$

Aplicando os coeficientes de segurança γ_H e γ_Z às componentes respetivas, obtém-se a equação (5.7).

$$\frac{q_{m\acute{a}x}}{\exp[A] \cdot \gamma_Z} - 0,1035 \cdot \sqrt{g} \cdot H_s^{\frac{3}{2}} \cdot \gamma_H \geq 0 \quad (5.7)$$

Tendo a expressão final a utilizar na verificação de segurança deste modo de falha (5.7), passa-se então à definição dos coeficientes parciais de segurança. Para tal utilizaram-se os valores tabelados pelo WG12 da PIANC (Tabela 21) ([17] preconizados para os modos de falha de espraçamento e galgamento.

Tabela 21 - Coeficientes Parciais de Segurança (PIANC - WG12) [15]

Pf (β_t)	$\sigma'FHs = 0,05$		$\sigma'FHs = 0,2$	
	γ_H	γ_Z	γ_H	γ_Z
0,01 (2,33)	1,50	1,08	1,80	1,02
0,05 (1,65)	1,30	1,06	1,40	1,10
0,10 (1,28)	1,30	1,06	1,30	1,08
0,20 (0,84)	1,20	1,08	1,20	1,06
0,40 (0,25)	1,00	1,06	1,00	1,10

P_f representa a probabilidade de falha na vida útil T da estrutura e β_t o índice de fiabilidade da estrutura. A outra entrada é a incerteza nos dados de altura de onda $\sigma'FHs$, dependente dos métodos utilizados para determinação da onda de pré-dimensionamento (medições em boia ondógrafo *versus* modelos de reconstituição climática, modelação matemática *versus* cálculos por fórmulas empíricas, erosões junto à estrutura, nível do mar *versus* alterações climáticas, etc.). A ROM preconizando uma probabilidade de falha máxima de 10%. Assumindo-se um desvio padrão mínimo de 5% e seguindo a ROM 0.0 pela Tabela 21, definem-se os coeficientes $\gamma_H=1,30$ e $\gamma_Z=1,06$. Assim, obtém-se a equação de verificação a este modo de falha apresentada em (5.8):

$$\frac{q_{m\acute{a}x}}{\exp[A] \cdot 1,06} - 0,1035 \cdot \sqrt{g} \cdot H_s^{\frac{3}{2}} \cdot 1,30 \geq 0 \quad (5.8)$$

Otimizando para que (5.8) seja igual a 0, obtém-se o parâmetro $R_C= 5,14$ metros. Sendo $R_C= 12,25$ metros na atual estrutura, fica assim então verificado o Nível 1 do modo de falha de galgamento efetuado.

5.1.3 Dimensionamento para o modo de falha de estabilidade hidráulica

Para o dimensionamento do nível 1 relativo ao modo de falha da estabilidade hidráulica (estabilidade estrutural), os cálculos seguiram as recomendações presentes no documento ROM0.0 [1] e as equações do sub-capítulo 2.2.2.

Através das equações (2.12) e (2.14), fórmulas de Van der Meer (Tabela 23) e de Hudson (Tabela 22) determinam-se pesos dos blocos do manto resistente da estrutura - a respetiva dimensão nominal (D_{n50}) quer do manto exterior quer do manto interior e o Peso (W) dos blocos do primeiro filtro, calculado como um décimo (1/10) do peso dos blocos do manto resistente.

Tabela 22 - Modo de falha de estabilidade hidráulica- Equação de Hudson (Fonte: CEM) [3]

	Hm0	Y _{água}	Y _{betão}	Δ	cot(α)	Kd	Ns	Dn50	W	Filtro
	[m]	[g/dm ³]	[g/dm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[ton]	[ton]
Ext.	7,16	1 025,00	2 400,00	1,34	2,50	10,00	2,92	1,83	14,60	1,46
Int.	3,00	1 025,00	2 400,00	1,34	1,50	10,00	2,47	0,91	1,79	0,18

Tabela 23 - Modo de falha de estabilidade hidráulica - Equação de Van der Meer (Fonte: EurOtop) [25]

	Hm0	Y _{água}	Y _{betão}	Som	Nw	Nod	Δ	Dn50	W	Filtro
	[m]	[g/dm ³]	[g/dm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[ton]	[ton]
Ext.	7,16	1 025,00	2 400,00	0,023	3000	2,00	1,24	2,20	25,46	2,55
Int.	3,00	1 025,00	2 400,00	0,010	3000	2,00	1,24	0,84	1,44	0,14

Como podemos observar, o peso dos blocos do manto resistente obtidos pela fórmula de Van der Meer é ligeiramente superior (17%) do obtido pela fórmula de Hudson. Dado que esta fórmula tem em conta um maior número de parâmetros e resulta num peso superior, nesta dissertação será esta a fórmula utilizada.

5.1.4 Verificação de Nível 1 - Estabilidade hidráulica

Como referido no sub-capítulo 2.2.2, o objetivo é obter uma solução otimizada onde a resistência estrutural do quebra-mar seja superior aos esforços causados pelas cargas devidas à ação da agitação marítima.

Utiliza-se a equação estabelecida por *Van der Meer*, 1988, para a verificação de Nível 1 para este modo de falha [17] (5.9).

$$G = \frac{1}{\gamma_z} \cdot \left(6,7 \cdot \frac{N_{od}^{0,4}}{N_z^{0,3}} + 1,0 \right) \cdot s_{om}^{-0,1} \cdot \Delta \cdot D_n - \gamma_H \cdot H_S^T \quad (5.9)$$

A primeira parcela da equação corresponde à resistência estrutural e a segunda os fatores de instabilidade, ambas multiplicadas pelos coeficientes parciais de segurança (Tabela 24). Se G for inferior a 0 dar-se-á a falha, $G=0$ será o estado limite de segurança sem falha e para $G>0$ não ocorre falha.

Tabela 24 - Coeficientes Parciais de Segurança (PIANC - WG12) [15]

Pf (βt)	σ'FHs = 0,05		σ'FHs = 0,2	
	γH	γZ	γH	γZ
0,01 (2,33)	1,50	1,10	1,80	1,04
0,05 (1,65)	1,30	1,08	1,50	1,04
0,10 (1,28)	1,30	1,00	1,40	1,02
0,20 (0,84)	1,20	1,00	1,20	1,06
0,40 (0,25)	1,00	1,08	1,00	1,10

Seguindo as recomendações da ROM 0.0, considerando um desvio padrão mínimo de 5% obtêm-se os valores dos coeficientes $\gamma_H=1,30$ e $\gamma_Z=1,00$ (Tabela 24). Assim, para $G=0$, obtêm-se para peso dos blocos do manto resistente e respetivo diâmetro os valores apresentados (Tabela 25), tanto para o manto exterior como interior e primeiro filtro

Tabela 25 - Verificação de Nível 1 do modo de falha de estabilidade hidráulica - Equação de Van der Meer (Fonte: EurOtop) [25]

	Hm0	V _{água}	Y _{betão}	Som	Nw	Nod	Δ	Dn50	W	Filtro
	[m]	[g/dm ³]	[g/dm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[ton]	[ton]
Ext.	7,16	1 025,00	2 400,00	0,023	3000	2,00	1,24	2,86	55,91	5,59
Int.	3,00	1 025,00	2 400,00	0,010	3000	2,00	1,24	1,01	2,49	0,25

Pode-se verificar que este peso é ligeiramente inferior ao peso do manto exterior que constitui o quebra-mar atualmente, que é 60 toneladas. Como se pode verificar, fazendo o dimensionamento de Nível 1 obtêm-se blocos do manto resistente de maior peso, quer do manto exterior quer do manto interior. Com este cálculo, dá-se por concluída a verificação de Nível 1 para o modo de falha de estabilidade hidráulica.

5.2 Verificações de Nível 3

Não tendo realizado a propagação de todas as agitações registadas no nó SIMAR até junto à obra, uma verificação de Nível 3 completa torna-se inviável dado a elevada incerteza nos dados a simular. Desta forma realizou-se uma verificação de Nível 3 simplificada somente para o registo extremos onde o período de pico (T_p) foi de 20 segundos e a altura significativa de agitação marítima (H_{m0}) de 7,16 metros, valores obtidos da propagação da agitação marítima do largo até junto à obra (ver 4.5).

Para obter a probabilidade de falha, utiliza-se frequentemente a simulação de Monte Carlo. Para tal, nesta dissertação seguiu-se o método proposto na ROM0.0, executando-se iterações (máximo 10 000) onde em cada uma se simula um elevado número de casos "N" (5.10) com a altura significativa de agitação marítima a variar de acordo com uma distribuição e os valores da sua média e desvio padrão e verificando que nunca se ultrapassa a altura de rebentação para a profundidade junto à estrutura (ver equação (2.37)), até se obter uma probabilidade de falha que varia de uma iteração para outra um valor próximo de zero. Nesta dissertação aplicou-se a equação (5.10) para determinar o número de casos, N, a simular e as iterações prosseguiram até que a diferença entre as probabilidades de falha obtidas seja inferior a 10^{-4} .

$$N = \frac{\left(\frac{z_{\alpha/2}^2}{2} \cdot (1 - p)\right)}{\varepsilon^2 \cdot p} \quad (5.10)$$

Em (5.10), " $z_{\alpha/2}$ " representa o valor reduzido da variável normal que é excedida com uma probabilidade de $(1-\alpha/2)$ e " p " a probabilidade de que o modo de falha ocorra [1]. Para a aplicação desta equação, utilizou-se um nível de significância " α " de 10% e um erro máximo " ε " de 10^{-3} .

Para esta verificação recorre-se ao *software* de programação *Python* pois é necessário executar um elevado número de simulações de forma a obter um resultado da probabilidade de falha (P_f) com uma precisão na ordem de 10^{-3} .

O programa depende de variáveis independentes e dependentes consoante o modo de falha a verificar, sendo as dependentes calculadas através da função LogNormal que requer o conhecimento do valor médio da variável (μ), assim como do desvio padrão (σ). Para a altura significativa de onda escolheu-se uma distribuição Normal que necessita dos mesmos parâmetros para ser gerada.

5.2.1 Verificação de Nível 3 - Modo de falha por Galgamento

A verificação de nível 3 deste modo de falha teve por base a seguinte equação (5.11):

$$G = 1 - \sqrt{g \cdot H^3} \cdot 0.1035 \cdot \exp\left(-\left(1.35 \cdot \left(\frac{R_C}{H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)\right)^{1.3}\right) \quad (5.11)$$

onde 1 é o valor máximo de galgamento escolhido em metros cúbicos por segundo por metro linear de estrutura, tal como recomendado pelo EurOtop (consultar Figura 6) e ao qual é subtraído o valor calculado do caudal médio galgado calculado utilizando a equação proposta no EurOtop e apresentada em (5.12). Sempre que o valor dimensionado for superior a 1, o programa assume que ocorreu falha da estrutura.

Ao programa são fornecidas as variáveis apresentadas nas Tabelas 26 e 27, com as respetivas médias e desvios padrão no caso das variáveis dependentes.

Tabela 26 - Variáveis independentes de galgamento Tabela 27 - Variáveis dependentes de galgamento

Galgamento - Var.Independentes		
T_p	20,0	[s]
V_f	0,5	-
V_β	0,736	-
g	9,81	[m/s ²]
L_0	624,52	[m]
h	20,0	[m]

Galgamento - Var.Dependentes		
Var.	μ	σ
H	7,16	1,1456
Rc	5,14	0,10
tan(β)	0,015	0,05

Para a obtenção do comprimento de onda (L_0) utilizou-se a equação (5.12). A profundidade no pé da estrutura é 20 metros (ZH) e as restantes variáveis independentes já eram conhecidas (V_f , V_β , T_p). O desvio padrão utilizado na geração de alturas de agitação marítima advém das recomendações na Figura 12 e ROM0.0, assim como o da inclinação do fundo marinho, enquanto o " σ " da característica física " R_c " se define por crer-se ser um valor razoável.

$$L = \frac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi} \quad (5.12)$$

Executando-se o programa de aplicação do método de Monte Carlo, obteve-se, na segunda iteração, uma probabilidade de falha aproximada de 1.8% em cerca de 213 milhões de casos simulados e 2 iterações (Tabela 28).

Tabela 28 - Probabilidade de falha para o modo de falha por galgamento utilizando metodologias de nível 3

Galgamento			
Iteração	Nº casos gerados	Diff	Pf [%]
1	222126708,102	0,983	1,7
2	213532333,727	0,0006721342	1,7672134223

Os resultados podem ser observados graficamente nas Figuras A.6.1.1 a A.6.1.3 do Anexo A.6.1.

Assim, seguindo a recomendação da ROM1.0-09 de que para estados limites de serviço a probabilidade de falha deve ser inferior a 7%, encontra-se verificada a segurança seguindo metodologias de nível 3 para o modo de falha por galgamento.

5.2.2 Verificação de Nível 3 - Modo de falha por estabilidade hidráulica

A verificação de nível 3 do modo de falha relativo ao ELU terá por base a seguinte equação (5.13):

$$G = W - F_W \quad (5.13)$$

onde W representa o peso dos blocos de betão calculado através das verificações de nível 1 (W=55 toneladas) e F_W o peso calculado com a fórmula de Hudson em função da altura significativa de agitação marítima (5.14). Se este peso de blocos for inferior ao peso calculado previamente, o programa assume como falha.

$$F_W = \frac{H_{m0}^3 \cdot W_C}{K_d \cdot \Delta^3 \cdot \cotg(\alpha)} \quad (5.14)$$

Ao programa são fornecidas as variáveis apresentadas nas Tabelas 29 e 30, com as respetivas médias e desvios padrão no caso das variáveis dependentes.

Tabela 29 - Variáveis independentes de estabilidade hidráulica Tabela 30 - Variáveis dependentes de estabilidade hidráulica

Queda de Blocos - Var.Independentes		
T_p	20,0	[s]
W	55,0	[ton]
K_d	7	-
g	9,81	[m/s ²]
L_0	624,52	[m]
h	20,0	[m]

Queda de Blocos - Var.Dependentes		
Var.	μ	σ
H	7,16	1,1456
Δ	1,34	0,067
$\tan(\beta)$	0,015	0,05
$\cotg(\alpha)$	2,5	0,05
W_c	2,4	0,12

As variáveis "T_p", "L₀", "g" e "h" apresentam os mesmos valores que na verificação do modo de falha anterior, enquanto "W" representa o peso dos blocos previamente calculado e "K_d" o coeficiente de estabilidade. O desvio padrão utilizado na geração de alturas de agitação marítima é o mesmo que do caso anterior, assim como o da inclinação do fundo marinho, enquanto o "σ" das características "W_c" (Peso volúmico do betão expresso em ton/m³), "cotg(α)" (inclinação do talude) e "Δ" (Diferença entre os pesos volúnicos da água e do betão a dividir pelo peso volúmico da água) advém das recomendações presentes na Figura 12.

Da execução do programa, obteve-se uma probabilidade de falha aproximada de 1.3% em cerca de 281 milhões de casos simulados e 3 iterações (Tabela 31).

Tabela 31 - Probabilidade de falha para o modo de falha por estabilidade hidráulica utilizando metodologias de nível 3

Queda de Blocos			
Iteração	Nº casos gerados	Diff	Pf [%]
1	252255796,892	0,985	1,5
2	281513727,926	0,0015379744	1,3462025618
3	281187465,713	0,0000154095	1,3477435108

Os resultados podem ser observados graficamente nas Figuras A.6.2.1 a A.6.2.3 do Anexo A.6.2.

Assim, seguindo a recomendação da ROM1.0-09 de que para estados limites últimos a probabilidade de falha deve ser inferior a 0.8%, verifica-se que a probabilidade de falha obtida é próxima, mas não inferior aos 0,8% recomendados. De forma a verificar seguindo as recomendações da ROM1.0-09, deve-se aumentar o peso dos blocos.

Executou-se novamente o programa para W=60 toneladas e obteve-se uma probabilidade de falha aproximada de 0.8% em cerca de 456 milhões de casos simulados e 3 iterações (Tabela 32).

Tabela 32 - 2ª Probabilidade de falha para o modo de falha por galgamento utilizando metodologias de nível 3

Queda de Blocos			
Iteração	Nº casos gerados	Diff	Pf [%]
1	270548457,943	0,986	1,4
2	457098738,943	0,0056660364	0,8333963598
3	456438455,184	0,0000119553	0,8345918890

Os resultados podem ser observados graficamente nas Figuras A.6.3.1 a A.6.3.3 do Anexo A.6.3.

Assim, seguindo a recomendação da ROM1.0-09 de que para estados limites últimos a probabilidade de falha deve ser inferior a 0.8%, encontra-se verificada a segurança seguindo metodologias de nível 3 para o modo de falha por estabilidade hidráulica para peso de blocos de 60 toneladas.

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Na presente dissertação definiu-se uma metodologia a utilizar no pré-dimensionamento de Nível 3 aplicada à secção transversal da extensão da zona Oeste do molhe Leste do Porto de Sines.

Para tal, utilizaram-se valores de agitação marítima disponibilizados por *Puertos del Estado* numa boia numérica ao largo de Sines, na proximidade da boia ondógrafo ao largo de Sines e obtiveram-se as características da agitação marítima para um período de retorno de 50 anos quer através dos máximos anuais quer através dos máximos de temporais (POT), globais e por setores de direção.

Com base na análise efetuada, selecionou-se um grupo de 27 condições de agitação marítima para serem propagadas com o modelo *CMS-Wave* até junto à obra. Com esses valores junto à obra procedeu-se à verificação por Nível 1 e Nível 3 de dois modos de falha principais: galgamento, modo de falha relativo ao estado limite de serviço (ELS) e estabilidade hidráulica, relativo ao estado limite último (ELU). Nestas verificações foi seguido o que se recomenda nas Recomendações de Obras Marítimas espanholas (ROM0.0). Para o Nível 3, recorreu-se ao algoritmo de Monte Carlo, utilizando um programa efetuado em *Python*. Realizaram-se um elevado número de simulações tendo em conta uma distribuição estatística de cada parâmetro interveniente no cálculo, de forma a quantificar a probabilidade de falha da estrutura.

Esta aplicação inclui várias simplificações, especialmente no que se refere às distribuições estatísticas das variáveis a utilizar no nível 3. Do mesmo modo, não se teve em conta a distribuição conjunta de variáveis nem se considerou uma série temporal de níveis de mar, mas apenas o seu valor médio.

Embora com simplificações, a metodologia de aplicação do Nível 3 aqui proposta para o pré-dimensionamento de quebra-mares de taludes é possível de ser adotada por projetistas, onde o tempo disponível para o projeto e os modos de cálculo de que dispõe não são compatíveis com uma propagação de 40 anos de dados de agitação marítima, para se obter a distribuição dos parâmetros da agitação marítima junto à obra.

As principais conclusões que se podem tirar com base nos resultados obtidos são:

- Regime de extremos ao largo:
 - O setor de direção onde se obteve uma altura significativa de onda mais elevada para um período de retorno de 100 anos foi Oeste;
 - O valor mais elevado de altura significativa de onda obtido da análise de extremos foi de 10.50m, associado a intervalos de período de pico 14-28.5 segundos e direção de 160° a 300°;
 - As maiores alturas significativas de agitação marítima junto à estrutura são as provenientes de Oeste, com máximos de 7.16m junto à estrutura existente e 5.08m no extremo da expansão prevista. Esta diferença de 2m de altura numa curta distância de 400m deve-se maioritariamente devido à zona de sombra que o quebra-mar Oeste produz neste caso de estudo;
 - Os valores obtidos estão de acordo com resultados anteriores realizados para este quebra-mar e apresentados no "Estudo de Impacte Ambiental da expansão do Terminal de Contentores (TXXI) do Porto de Sines (3ª e 4ª fases)";
- Dimensionamento de Nível 1:
 - Foi realizado o dimensionamento de Nível 1 do quebra-mar existente para ambos os modos de falha avaliados (galgamento e estabilidade do manto resistente), seguindo as recomendações da ROM0.0 e utilizando as fórmulas do EurOtop para o galgamento e as fórmulas de Hudson e Van der Meer para o cálculo do peso dos blocos;
 - Definiu-se uma cota de coroamento da estrutura 5.14m acima do nível do mar em repouso, i.e. e um peso dos blocos do manto resistente exterior de W=55 toneladas;
 - Esta metodologia de Nível 1 tem em conta fatores de segurança que têm em conta o caráter não determinístico da agitação marítima e são de rápida execução;
- Dimensionamento de Nível 3:
 - Foi verificada a segurança do quebra-mar existente quanto ao modo de falha por galgamento, seguindo os valores das recomendações da ROM0.0, tendo-se obtido uma **probabilidade de falha, Pf=1.8%**;

- Não foi verificada a segurança do quebra-mar existente quanto ao modo de falha por estabilidade hidráulica, seguindo as recomendações presentes na ROM0.0 e ROM1.0-09, já que se obteve uma **probabilidade de falha Pf=1.34%**;
- O peso dos blocos teria de ser igual ou superior a $W=60$ toneladas para se obter uma probabilidade de falha igual ou inferior à recomendada pela ROM. Para este peso, a **probabilidade de falha** foi de **Pf=0.8%**.

As metodologias de verificação do Nível 3 são bastante mais trabalhosas e morosas que as de Nível 1 e exigem o conhecimento das distribuições estatísticas das variáveis intervenientes no cálculo. No entanto, como permitem estimar probabilidades de falha, permitem verificar diferentes soluções nas quais se varia alguma característica fundamental da estrutura, o que não é possível através do dimensionamento determinístico. Assim é possível fazer uma otimização da estrutura do ponto de vista estrutural e financeiro.

Como continuação deste trabalho, propõe-se realizar as verificações de segurança de Nível 3 para o mesmo caso de estudo, mas considerando distribuições estatísticas dos parâmetros da agitação marítima junto à obra, ou seja, após a propagação do conjunto completo dos dados e tendo em conta a distribuição conjunta de variáveis. Propõe-se ainda analisar com mais detalhe os valores das distribuições das características dos materiais a utilizar e incorporando os níveis de maré. Assim, seria possível executar esta metodologia tendo conta todas as variáveis e respetivos parâmetros de distribuição, médias e desvios padrão e comparar com a metodologia simplificada proposta.

Seria igualmente interessante utilizar o caso de estudo para verificações de Nível 2, de forma a comparar os resultados entre os três níveis de verificação.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ROM 0.0-01, 2001. *General procedure and requirements in the design of harbor and maritime structures – Part 1. Recommendations for maritime structures*. Puertos del Estado. ISBN 84-88975-31-7. www.puertos.es.
- [2] A.Costa, *Quebramares de Taludes - O galgamento na ruína do molhe sul da praia da Vitória*, M.S.Thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2017, 121 páginas.
- [3] U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Manual. *Engineering manual - Chapter 5 - FUNDAMENTALS OF DESIGN*, 5th ed. 2006.
- [4] C. Vidal, A. Tomás, S. Solari, S. Troiteiro, N. Janer, L. Ortego, M. Correa, P. Camu, J.L. Lara, *Diseño Hidráulico mediante procedimiento probabilístico del dique de abrigo de la nueva terminal GNL del Plata*, Universidad de Cantabria, Espanha. Congresso "Jornadas espanholas de engenharia de costas e portos" realizado em Montevideo, Uruguay, 24 e 25 de maio de 2017.
- [5] H. Gouveia, *A 'Irene' chegou a Portugal e já começou a fazer estragos. Todo o país está sob aviso amarelo*, ZAPaeiou, blog posting Jan. 15, 2024, <https://zap.aeiou.pt/a-irene-chegou-a-portugal-e-ja-comecou-a-fazer-estragos-todo-o-pais-esta-sob-aviso-amarelo-577686>, [accedido em Mar., 21, 2024]
- [6] J.W. van der Meer, N.W.H., Allsop, T. Bruce, J. De Rouck, A. Kortenhaus, T. Pullen, H. Schüttrumpf, P. Troch, B. Zanuttigh, *EurOtop - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures*, 2nd edition, 2018.
- [7] Report of PIANC of Working Group nº 12, *Analysis of rubble mound breakwaters*. The World Association for Waterborne Transport Infrastructure, Bruxelas, Bélgica, 1992.
- [8] S. S. Far and A. A. Wahab, *Evaluation of Peaks-Over-Threshold Method*, Manuscript under review for journal *Ocean Sci.*, *Ocean Sci. Discuss.*, doi:10.5194/os-2016-47, 2016
- [9] H. F. Burcharth, *Reliability evaluation of a structure at sea*, Aalborg University, Denmark, 1st edition, 1993, 48 páginas.
- [10] Jr. Ray K. Linsley, Max A. Kohler and Joseph L. H. Paulhus, *Hydrology for Engineers*, 3rd edition, 1972, 508 páginas.
- [11] M. R. P. Nobre, M. de S. Pereira and R. Campos, *Estudo de vazões máximas de projeto usando uma distribuição de Gumbel*, em *Research, Society and Development*, vol. 10, nº. 12, p. e140101220098, Sep. 2021, doi: 10.33448/rsd-v10i12.20098.

- [12] C. D. Lai, D. N. Murthy and M. Xie, *Weibull Distributions and Their Applications*, em *Springer Handbooks*, Springer, 2006, pp. 63–78. doi: 10.1007/978-1-84628-288-1_3.
- [13] Naghettini, M., Portela, M. M. *Probabilidade e Estatística aplicadas à hidrologia*. DECivil, IST, p. 64, 2011. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/231621634>
- [14] I. Mierlus-Mazilu, *On generalized pareto distributions*, *Romanian Journal of Economic Forecasting-1*, 2010, 11 páginas.
- [15] D. L. Fernández, *Diseño probabilístico de obras marítimas. Aplicación al dique exterior del Puerto de Laredo*, M.S. Thesis, *Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*, Universidad de Cantabria, Santander, Jul. 2016.
- [16] H. F. Burchart and J. D. Sorensen, *The PIANC safety factor system for breakwaters*, Aalborg University, Denmark, 2nd edition, 1992, 20 páginas.
- [17] H. F. Burcharth, *Reliability evaluation and probabilistic design of coastal Str*, Aalborg University, Denmark, 1st edition, 1993, 29 páginas.
- [18] L. Luís, S. Freire, J. Barros, R. Lemos, G. Silva, J. Fortes, M.G Neves, I. S. José; L. Aparício, 3.^a e 4.^a fases de ampliação do molhe leste do porto de Sines, 10^{as} Jornadas de Engenharia Costeira e Portuária Sines, 7 e 8 de abril de 2022
- [19] Y. Goda, *A performance test of nearshore wave height prediction with CLASH datasets*, *Coastal Engineering* 56 (2009) 220-229, 2009.
- [20] Câmara Municipal de Sines, *História de Sines*, Available: <https://www.sines.pt/pages/311> Accessed: Apr. 16, 2024. [Online]
- [21] A.G. de Campos, I. M. Oliveira and R.B. de Carvalho, *Ampliação do molhe Leste do Porto de Sines*, 2^{as} Jornadas de Engenharia Costeira e Portuária, Sines, 2010.
- [22] P. del estado, *Clima media de oleaje - nodo SIMAR 1044052*, Banco de Datos Oceanograficos, 2021, [Online]. Available: www.puertos.es
- [23] Puertos del Estado, *Conjunto de datos SIMAR*, 2020. [Online]. Available: www.aemet.es
- [24] H.F. Burcharth, J. Juhl, J.W. van der Meer, L. Franco, N.W.H. Allsop, H. Oumeraci, V. Morin, J. Dalsgaard Sorensen, *Implementation of safety in the design. Report Breakwaters with vertical and inclined concrete wall* of PIANC of Working Sub-group D of Group nº 28, 2001, 54 páginas.
- [25] T. C. A. Oliveira, M. G. Neves, R. Fidalgo and R. Esteves, *Variability of wave parameters and Hmax/Hs relationship under storm conditions offshore the Portuguese continental coast*. *Ocean Engineering*, 153, 10-22. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.01.08>, 2018.
- [26] R. Capitão and C. J. Fortes, *Contribuição para a definição de regimes de agitação marítimas nas imediações da Nazaré*, 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, AIPCN-PIANC, Angra do Heroísmo, Oct. 2005.

- [27] U.S. Army Corps of Engineers, *Coastal Wave Modeling with SMS*. Disponível em <https://www.aquaveo.com/software/sms-cms-wave>. Accessed: Apr. 27, 2024
- [28] L. Lin, H. Mase, Z. Demirbilek, J. Zheng, F. Yamada (U.S. Army Corps of Engineers), *CMS-Wave: A nearshore spectral wave processes model for coastal inlets and navigation projects*, article from *Coastal Inlets Research Program*, ERDC/CHL TR-08-13, August, 2008.
- [29] Instituto Hidrográfico, página onde são disponibilizadas as cartas náuticas da orla costeira ibérica, disponível em: <https://www.hidrografico.pt/op/41>, accessed: Apr. 24, 2024
- [30] NEMUS, *Estudo de Impacte Ambiental da Expansão do Terminal de Contentores (TXXI) do Porto de Sines (3ª e 4ª fases)*, Vol.1, Sines, 2014, 514 páginas.

ANEXO

A.1 Perfil transversal do molhe leste do Porto de Sines

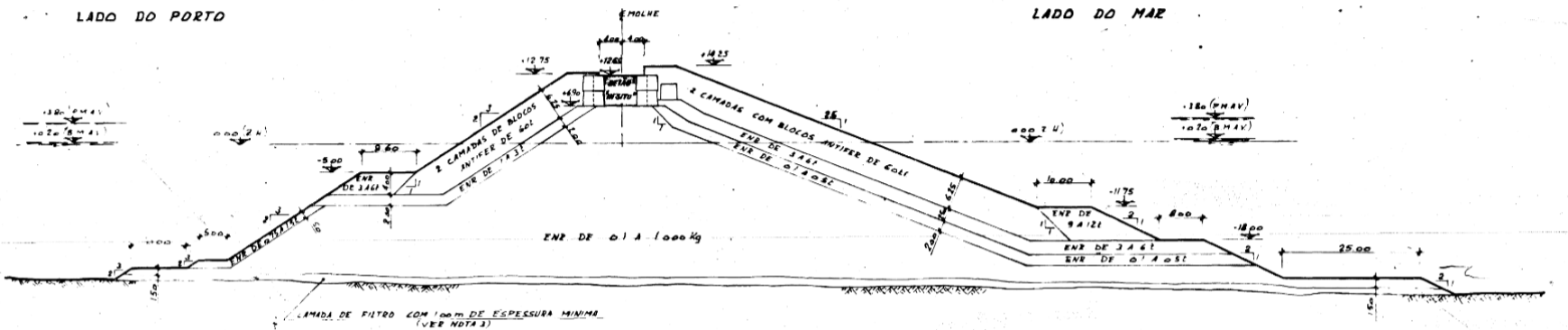


Figura A.1 - Perfil transversal de quebra-mar Oeste do molhe Leste do Porto de Sines (Adaptado de: [31])

A.2 Regime geral ao largo de Sines, no nó SIMAR 1044052

Hs																		Direção		
>9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	16	0	0	0	
8<x<9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	21	40	2	0	0	
7<x<8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	71	88	18	0	0	
6<x<7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	35	167	273	111	0	0	
5<x<6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	64	171	552	917	430	0	0	0	
4<x<5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	70	264	597	1389	2730	1629	44	0	0	
3<x<4	0	0	0	0	0	0	0	0	3	20	241	706	1318	3063	8077	8005	558	7	7	
2<x<3	1	1	4	0	0	0	0	5	23	96	562	1539	2799	6382	19655	28667	3832	44	44	
1<x<2	160	88	34	65	24	9	63	139	243	523	1189	2328	4218	10748	38135	86496	27590	535	535	
<1	363	240	164	137	99	93	215	319	259	401	518	737	1788	5335	17798	38192	17493	696	696	
	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	Direção

Figura A.2.1 - Interseção entre Hs e Direção

Tp																		Direção		
23<x<24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0
22<x<23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21<x<22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	8	7	17	9	0	0
20<x<21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	23	4	0	0
19<x<20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	1	7	4	45	123	203	22	1	1
18<x<19	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	4	16	121	192	7	0	0
17<x<18	1	0	0	0	0	0	0	0	1	2	2	4	12	139	673	998	115	5	5	5
16<x<17	4	2	0	0	0	0	0	3	1	4	4	5	40	271	1640	2152	313	15	15	15
15<x<16	5	4	0	0	0	0	1	2	7	7	9	8	33	279	1557	2127	341	13	13	13
14<x<15	6	10	2	4	0	0	3	4	6	14	24	44	213	1157	5480	7949	923	31	31	31
13<x<14	27	13	14	12	0	1	5	10	10	22	44	107	371	2173	9674	13674	1628	75	75	75
12<x<13	18	18	16	6	8	9	14	24	30	65	101	227	904	3833	14189	20103	2616	110	110	110
11<x<12	43	28	14	21	7	6	22	22	44	52	112	489	1278	4087	14572	22331	4001	120	120	120
10<x<11	84	33	16	25	20	12	43	35	47	138	253	822	1493	4833	14714	25599	6445	192	192	192
9<x<10	138	48	17	15	23	16	33	39	39	124	331	1025	1955	3824	10897	23500	9417	274	274	274
8<x<9	75	24	10	7	2	4	10	53	49	139	505	869	1828	2879	7064	17766	9558	190	190	190
7<x<8	21	6	5	1	2	3	12	23	44	130	459	918	1324	2150	3793	11797	7061	89	89	89
6<x<7	9	6	12	2	2	9	14	59	88	152	377	656	967	1259	1737	6979	3871	34	34	34
5<x<6	11	15	8	20	6	5	13	42	52	65	223	310	331	473	607	3952	1818	52	52	52
4<x<5	23	31	17	29	17	3	41	59	72	94	115	110	96	71	200	2377	593	30	30	30
3<x<4	35	64	38	39	29	27	56	79	28	31	15	22	13	100	528	106	28	28	28	28
2<x<3	10	18	26	20	7	5	6	5	1	0	0	1	3	0	7	23	7	0	0	0
1<x<2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	Direção

Figura A.2.2 - Interseção entre Tp e Direção

Hs																								Tp	
>9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	6	13	0	0	0	0	0	0	0	0	
8<x<9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	16	22	16	9	4	0	0	0	0	0	
7<x<8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	33	27	42	40	36	9	0	2	0	0	0	0	0	
6<x<7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	6	39	98	125	168	58	49	30	24	15	2	0	0	0	
5<x<6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	46	156	241	286	454	523	212	161	126	44	14	4	0	0	
4<x<5	0	0	0	0	0	0	0	12	102	262	587	828	1204	1339	1095	536	639	349	41	47	8	3	0	0	
3<x<4	0	0	0	0	0	0	19	253	526	1157	1855	2927	4419	4737	3835	1176	1399	531	106	99	5	5	0	2	
2<x<3	0	0	0	0	1	94	945	1838	2803	4334	7983	11588	15795	11364	6418	1274	1164	421	48	131	13	24	0	0	
1<x<2	0	0	0	31	1652	4719	7922	14094	21859	30224	35330	27677	18990	9388	3643	1059	955	399	72	87	18	12	0	0	
<1	0	0	144	1278	2456	3603	8146	13104	17649	17796	11159	5825	3223	1605	779	235	251	141	26	31	1	0	0	0	
	<1	1<x<2	2<x<3	3<x<4	4<x<5	5<x<6	6<x<7	7<x<8	8<x<9	9<x<10	10<x<11	11<x<12	12<x<13	13<x<14	14<x<15	15<x<16	16<x<17	17<x<18	18<x<19	19<x<20	20<x<21	21<x<22	22<x<23	23<x<24	Tp

Figura A.2.3 - Interseção entre Hs e Tp

A.3 Regime de Extremos ao largo de Sines, no nó SIMAR 1044052

A.3.1 Ano Civil

Tabela A.3.1.1 - Máximo de Hs por ano Civil e respetivos valores de Tp e Dir.

Ano	H _s	T _p (H _{s,max})	Dir (H _{s,max})	F(x) = Prob. Não exc.	Ano	Tr	H _{s,max} ordenados
1981	8,39	15,15	281	0,022727273	1	1,02	4,75
1982	9,41	14,29	277	0,045454545	2	1,05	4,81
1983	6,20	12,99	287	0,068181818	3	1,07	4,85
1984	5,72	14,71	295	0,090909091	4	1,10	5,2
1985	5,99	13,51	264	0,113636364	5	1,13	5,25
1986	9,78	15,15	281	0,136363636	6	1,16	5,29
1987	7,45	13,89	270	0,159090909	7	1,19	5,5
1988	5,20	14,49	307	0,181818182	8	1,22	5,57
1989	7,45	14,93	268	0,204545455	9	1,26	5,57
1990	6,67	17,86	301	0,227272727	10	1,29	5,72
1991	6,78	14,93	276	0,25	11	1,33	5,77
1992	6,52	13,89	302	0,272727273	12	1,38	5,81
1993	6,29	11,9	302	0,295454545	13	1,42	5,99
1994	6,73	14,71	294	0,318181818	14	1,47	6,08
1995	5,50	13,16	272	0,340909091	15	1,52	6,2
1996	8,22	16,13	294	0,363636364	16	1,57	6,29
1997	8,31	15,87	276	0,386363636	17	1,63	6,39
1998	7,29	15,15	295	0,409090909	18	1,69	6,52
1999	7,32	16,67	290	0,431818182	19	1,76	6,52
2000	6,71	12,99	256	0,454545455	20	1,83	6,66
2001	7,04	15,87	287	0,477272727	21	1,91	6,67
2002	8,20	14,08	280	0,5	22	2,00	6,71
2003	7,16	14,08	279	0,522727273	23	2,10	6,73
2004	4,75	9,43	241	0,545454545	24	2,20	6,78
2005	5,57	14,71	268	0,568181818	25	2,32	7,04
2006	5,77	14,54	296	0,590909091	26	2,44	7,04
2007	5,57	18,03	290	0,613636364	27	2,59	7,12
2008	8,03	17,19	296	0,636363636	28	2,75	7,16
2009	6,66	16,24	305	0,659090909	29	2,93	7,29
2010	5,81	13,44	299	0,681818182	30	3,14	7,32
2011	7,12	16,03	294	0,704545455	31	3,38	7,42
2012	4,81	12,93	265	0,727272727	32	3,67	7,44
2013	8,73	13,71	296	0,75	33	4,00	7,45
2014	9,01	13,7	281	0,772727273	34	4,40	7,45
2015	4,85	17,27	271	0,795454545	35	4,89	8,03
2016	6,08	12,65	308	0,818181818	36	5,50	8,2
2017	6,52	18,16	297	0,840909091	37	6,29	8,22
2018	7,44	16,12	283	0,863636364	38	7,33	8,31
2019	7,42	16,12	305	0,886363636	39	8,80	8,39
2020	6,39	14,66	311	0,909090909	40	11,00	8,73
2021	5,29	14,66	278	0,931818182	41	14,67	9,01
2022	5,25	17,74	297	0,954545455	42	22,00	9,41
2023	7,04	19,51	304	0,977272727	43	44,00	9,78

Tabela A.3.1.2 - Distribuição de Gumbel

F(x)	Tr	H _{s,Gumbel}
0,01	1	4,74
0,67	3	7,12
0,8	5	7,71
0,9	10	8,44
0,95	20	9,15
0,98	40	9,84
0,98	50	10,06
0,99	100	10,74

Gumbel	
Média	6,80
Desvio	1,257321
Distorção	0,409551
α	0,980329
μ	6,235084

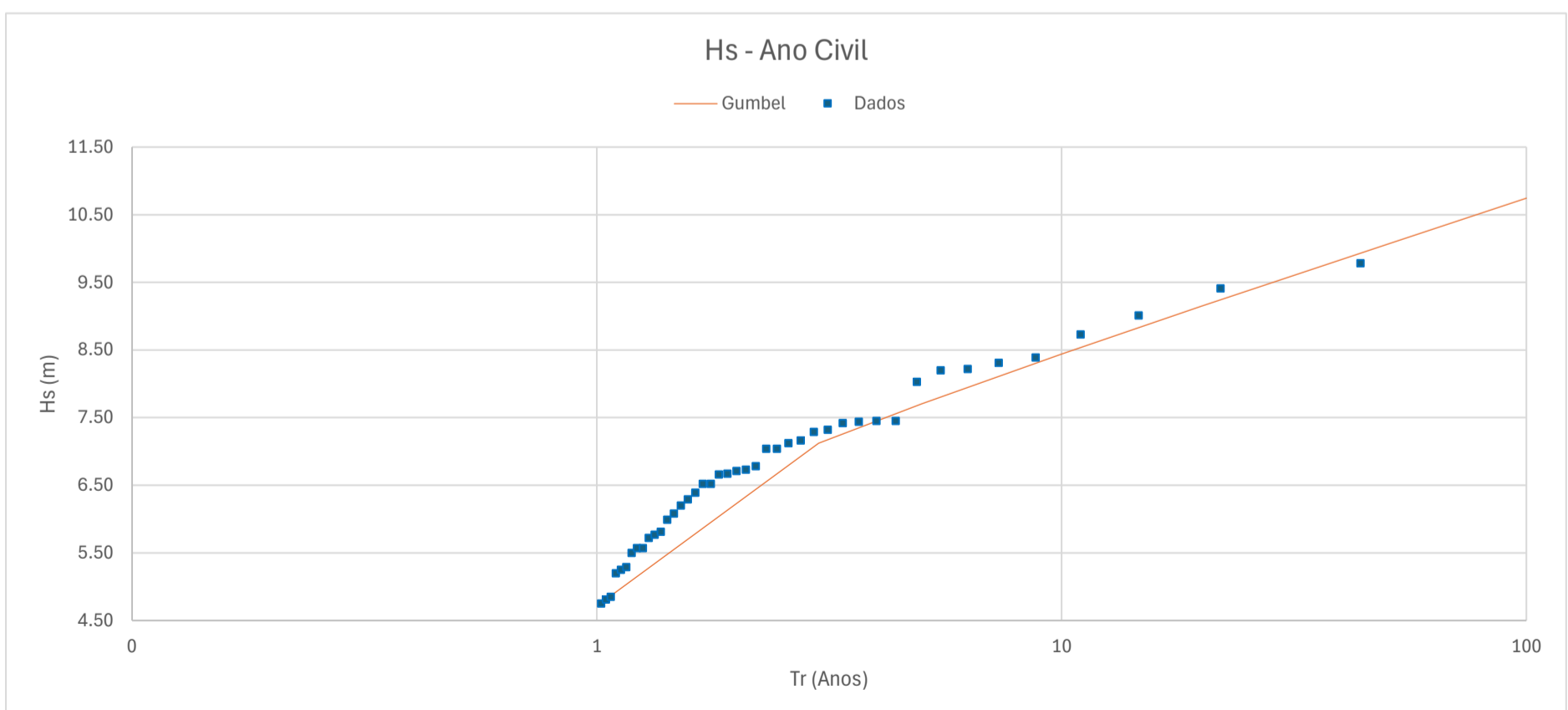


Figura A.3.1 - Máximos anuais de Hs por ano civil e distribuição de Gumbel associada

A.3.2 Ano Marítimo

Tabela A.3.2.1 - Máximo de Hs por ano Marítimo e respetivos valores de Tp e Dir

Ano	Hs	Tp	Dir (Hs,max)	F(x) = Prob. Não exc.	Ano	Tr	Hs,max ordenados
1981	8,39	15,15	281	0,022727272727	1	1,02	4,82
1982	9,41	14,29	277	0,045454545455	2	1,05	4,96
1983	6,20	12,99	287	0,068181818182	3	1,07	5,29
1984	5,99	13,51	264	0,090909090909	4	1,10	5,33
1985	9,78	15,15	281	0,113636363636	5	1,13	5,52
1986	7,45	13,89	270	0,136363636364	6	1,16	5,57
1987	5,95	13,89	284	0,159090909091	7	1,19	5,73
1988	6,32	14,08	295	0,181818181818	8	1,22	5,77
1989	7,45	14,93	268	0,204545454545	9	1,26	5,81
1990	6,78	14,93	276	0,227272727273	10	1,29	5,95
1991	6,52	13,89	302	0,25	11	1,33	5,99
1992	6,29	11,9	302	0,272727272727	12	1,38	6,08
1993	6,73	14,71	294	0,295454545455	13	1,42	6,2
1994	4,96	14,08	278	0,318181818182	14	1,47	6,25
1995	8,22	16,13	294	0,340909090909	15	1,52	6,29
1996	6,25	13,51	277	0,363636363636	16	1,57	6,32
1997	8,31	15,87	276	0,386363636364	17	1,63	6,39
1998	7,29	15,15	295	0,409090909091	18	1,69	6,47
1999	7,32	16,67	290	0,431818181818	19	1,76	6,52
2000	7,04	15,87	287	0,454545454545	20	1,83	6,52
2001	6,47	14,93	277	0,477272727273	21	1,91	6,66
2002	8,2	14,08	280	0,50	22	2,00	6,73
2003	6,83	15,63	306	0,522727272727	23	2,10	6,78
2004	5,57	14,71	268	0,545454545455	24	2,20	6,83
2005	5,77	14,54	296	0,568181818182	25	2,32	7,04
2006	5,73	10,62	238	0,590909090909	26	2,44	7,04
2007	8,03	17,19	296	0,613636363636	27	2,59	7,12
2008	6,66	16,24	305	0,636363636364	28	2,75	7,27
2009	5,33	12,31	244	0,659090909091	29	2,93	7,29
2010	7,12	16,03	294	0,681818181818	30	3,14	7,32
2011	5,52	18,08	296	0,704545454545	31	3,38	7,42
2012	8,73	13,71	296	0,727272727273	32	3,67	7,44
2013	9,01	13,7	281	0,75	33	4,00	7,45
2014	4,82	11,8	319	0,772727272727	34	4,40	7,45
2015	6,08	12,65	308	0,795454545455	35	4,89	8,03
2016	6,52	18,16	297	0,818181818182	36	5,50	8,2
2017	7,44	16,12	283	0,840909090909	37	6,29	8,22
2018	7,42	16,12	305	0,863636363636	38	7,33	8,31
2019	7,27	13,32	260	0,886363636364	39	8,80	8,39
2020	6,39	14,66	311	0,909090909091	40	11,00	8,73
2021	5,29	14,66	278	0,931818181818	41	14,67	9,01
2022	5,81	14,66	309	0,954545454545	42	22,00	9,41
2023	7,04	19,51	304	0,977272727273	43	44,00	9,78

Tabela A.3.2.2 - Distribuição LogNormal

F(x)	Tr	Hs,LogNormal
0,01	1	4,54
0,17	1,2	5,73
0,67	3	7,27
0,75	4	7,57
0,95	20	8,93
0,98	40	9,42
0,98	50	9,57
0,99	100	10,03

μ	σ
1,91	0,17

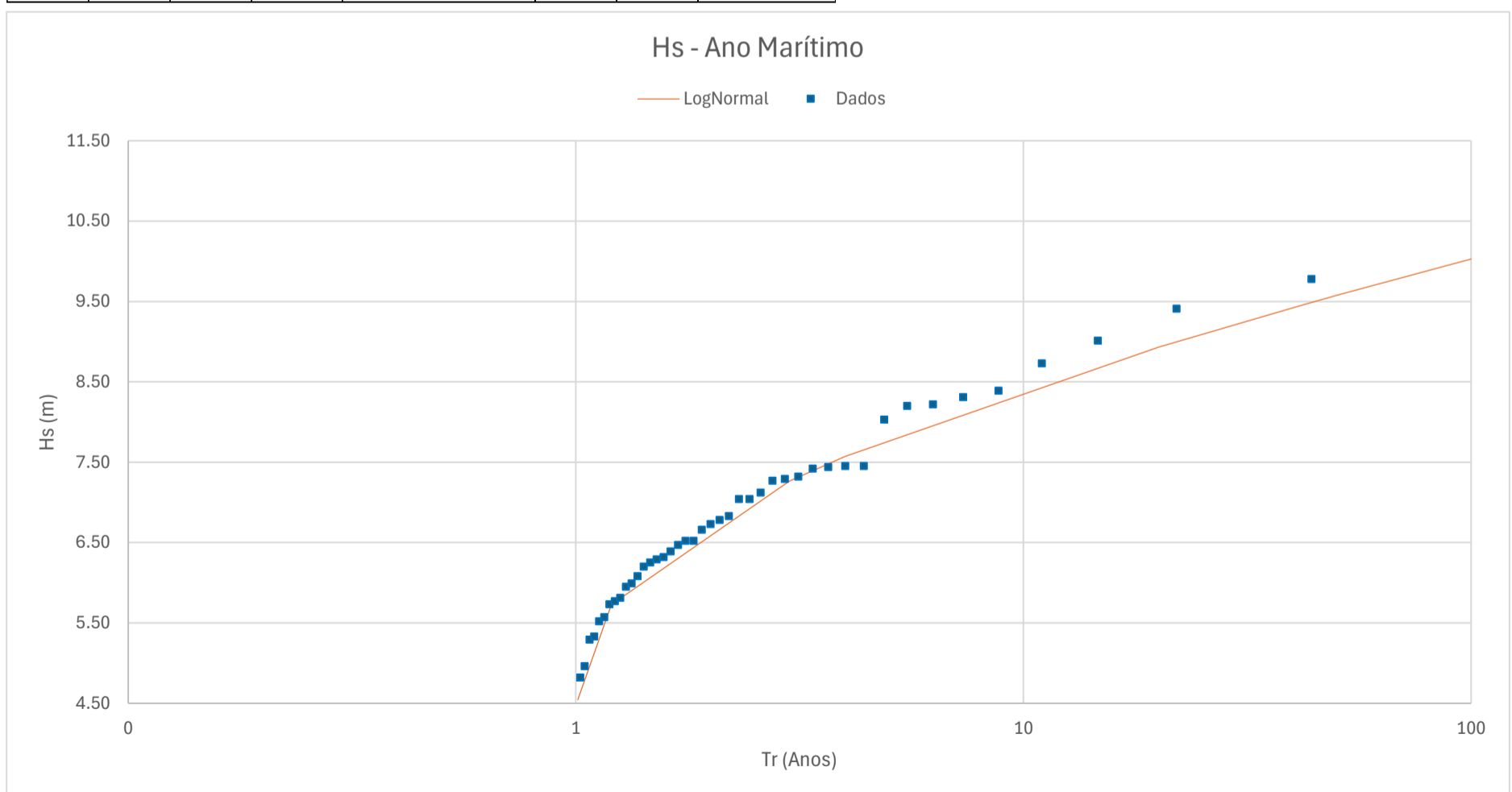


Figura A.3.2 - Máximos anuais de Hs por ano marítimo e distribuição de LogNormal associada

A.3.2.1 Por direção por ano marítimo - Sudoeste (180-247,5°)

Tabela A.3.2.1.1 - Máximo de Hs por ano Marítimo e respectivos valores de Tp e Dir para SW

Ano	Hs	Tp (Hs,max)	Dir (Hs,max)	F(x) = Prob. Não exc.	Ano	Tr	Hs,max ordenados
1981	3,38	11,9	246	0,022727273	1	1,02	2,72
1982	4,13	8,62	247	0,045454545	2	1,05	2,94
1983	3,22	9,52	244	0,068181818	3	1,07	2,96
1984	4,4	8,77	236	0,090909091	4	1,10	3,22
1985	2,72	8,77	247	0,113636364	5	1,13	3,38
1986	3,78	10,64	242	0,136363636	6	1,16	3,43
1987	4,77	10,1	245	0,159090909	7	1,19	3,5
1988	4,76	10,53	244	0,181818182	8	1,22	3,55
1989	5,33	9,26	245	0,204545455	9	1,26	3,64
1990	5,31	10,2	247	0,227272727	10	1,29	3,78
1991	3,9	8,7	218	0,25	11	1,33	3,9
1992	2,96	9,26	242	0,272727273	12	1,38	3,97
1993	3,55	8,55	246	0,295454545	13	1,42	4,01
1994	4,03	8,47	237	0,318181818	14	1,47	4,03
1995	4,49	8,55	231	0,340909091	15	1,52	4,07
1996	5,22	10,42	232	0,363636364	16	1,57	4,13
1997	5,72	11,9	232	0,386363636	17	1,63	4,18
1998	3,97	10,31	230	0,409090909	18	1,69	4,23
1999	3,64	7,81	247	0,431818182	19	1,76	4,36
2000	5,09	10	238	0,454545455	20	1,83	4,4
2001	2,94	8,2	232	0,477272727	21	1,91	4,43
2002	4,93	12,35	246	0,50	22	2,00	4,49
2003	5,6	9,35	213	0,522727273	23	2,10	4,52
2004	4,75	9,43	241	0,545454545	24	2,20	4,56
2005	4,23	7,84	242	0,568181818	25	2,32	4,57
2006	5,73	10,62	238	0,590909091	26	2,44	4,71
2007	4,57	10,94	223	0,613636364	27	2,59	4,73
2008	4,82	9,42	221	0,636363636	28	2,75	4,75
2009	5,33	12,31	244	0,659090909	29	2,93	4,76
2010	4,52	12,88	237	0,681818182	30	3,14	4,77
2011	4,71	8,73	219	0,704545455	31	3,38	4,82
2012	4,43	10,66	246	0,727272727	32	3,67	4,92
2013	4,92	11,29	245	0,75	33	4,00	4,93
2014	4,01	8,65	232	0,772727273	34	4,40	5,09
2015	4,56	10,15	209	0,795454545	35	4,89	5,22
2016	4,07	10,53	211	0,818181818	36	5,50	5,31
2017	6,1	12,11	235	0,840909091	37	6,29	5,33
2018	4,18	10,01	243	0,863636364	38	7,33	5,33
2019	3,5	12,11	246	0,886363636	39	8,80	5,57
2020	4,36	9,1	238	0,909090909	40	11,00	5,6
2021	3,43	11,01	246	0,931818182	41	14,67	5,72
2022	4,73	12,11	246	0,954545455	42	22,00	5,73
2023	5,57	10,01	247	0,977272727	43	44,00	6,1

Tabela A.3.2.1.2 - Distribuição de Weibull

F(x)	Tr	Hs,Weibull
0,01	1	2,41
0,67	3	6,45
0,8	5	6,98
0,9	10	7,52
0,95	20	7,95
0,98	40	8,30
0,98	50	8,41
0,99	100	8,70

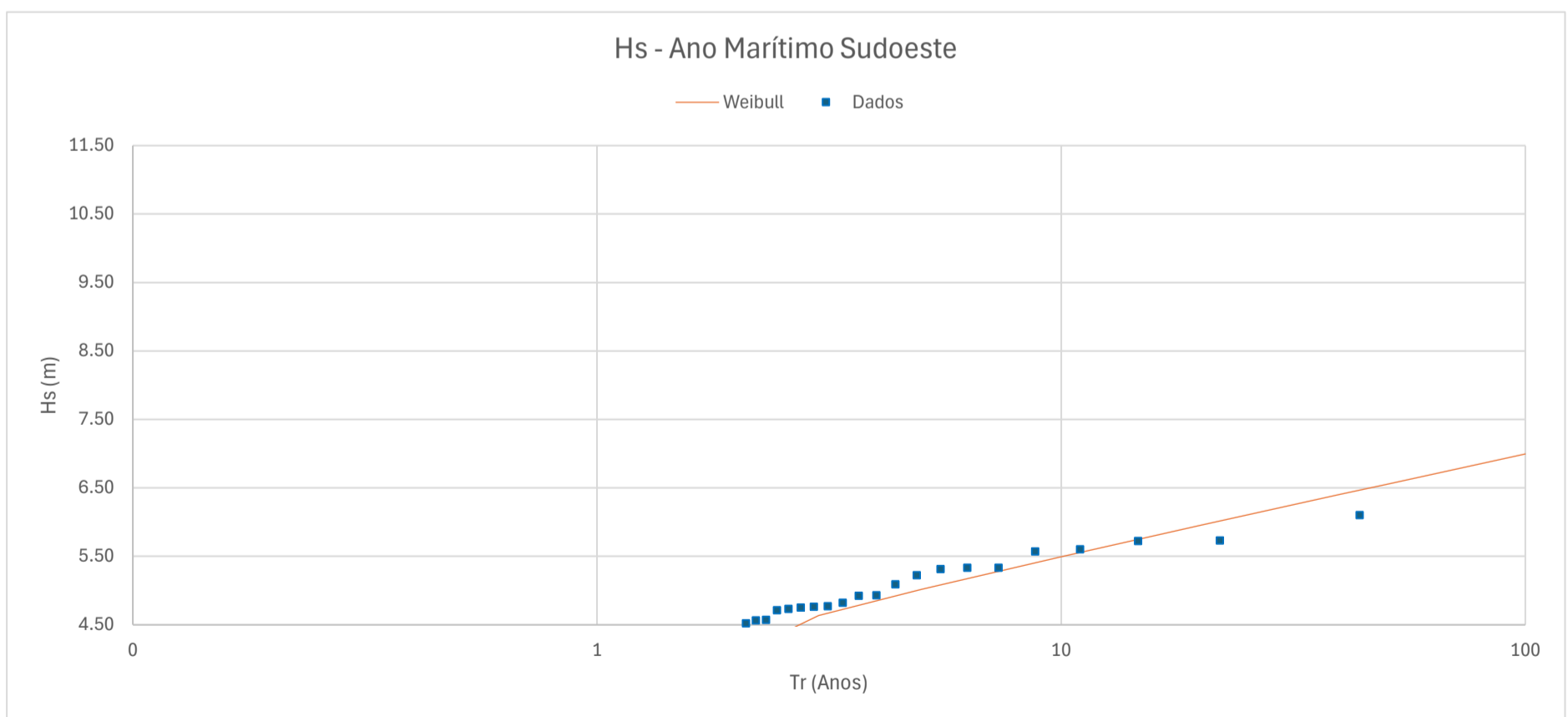


Figura A.3.2.1 - Máximos anuais de Hs por ano marítimo e distribuição de Weibull associada para SW

A.3.2.2 Por direção por ano marítimo - Oeste (247,5-292,5°)

Tabela A.3.2.2.1 - Máximo de Hs por ano Marítimo e respectivos valores de Tp e Dir para W

Ano	Hs	Tp (H _{s,max})	Dir (H _{s,max})	F(x) = Prob. Não exc.	Ano	Tr	H _{s,max} ordenados
1981	8,39	15,15	281	0,022727273	1	1,02	4,11
1982	9,41	14,29	277	0,045454545	2	1,05	4,38
1983	6,2	12,99	287	0,068181818	3	1,07	4,48
1984	5,99	13,51	264	0,090909091	4	1,10	4,6
1985	9,78	15,15	281	0,113636364	5	1,13	4,79
1986	7,45	13,89	270	0,136363636	6	1,16	4,86
1987	5,95	13,89	284	0,159090909	7	1,19	4,87
1988	6,11	13,51	292	0,181818182	8	1,22	5,22
1989	7,45	14,93	268	0,204545455	9	1,26	5,26
1990	6,78	14,93	276	0,227272727	10	1,29	5,29
1991	5,78	10,64	265	0,25	11	1,33	5,52
1992	4,86	12,5	278	0,272727273	12	1,38	5,57
1993	5,71	12,35	292	0,295454545	13	1,42	5,57
1994	4,48	14,71	292	0,318181818	14	1,47	5,67
1995	7,5	13,7	292	0,340909091	15	1,52	5,71
1996	6,25	13,51	277	0,363636364	16	1,57	5,78
1997	8,31	15,87	276	0,386363636	17	1,63	5,83
1998	4,6	14,29	292	0,409090909	18	1,69	5,91
1999	7,32	16,67	290	0,431818182	19	1,76	5,95
2000	7,04	15,87	287	0,454545455	20	1,83	5,99
2001	6,47	14,93	277	0,477272727	21	1,91	6,01
2002	8,2	14,08	280	0,5	22	2,00	6,11
2003	4,11	8,93	291	0,522727273	23	2,10	6,2
2004	5,57	14,71	268	0,545454545	24	2,20	6,25
2005	5,67	14,53	292	0,568181818	25	2,32	6,43
2006	5,57	14,73	291	0,590909091	26	2,44	6,47
2007	7,47	15,49	292	0,613636364	27	2,59	6,78
2008	5,83	13,28	286	0,636363636	28	2,75	7,04
2009	5,22	15,72	280	0,659090909	29	2,93	7,07
2010	7,07	15,82	292	0,681818182	30	3,14	7,27
2011	5,52	11,95	284	0,704545455	31	3,38	7,32
2012	8,6	13,49	292	0,727272727	32	3,67	7,44
2013	9,01	13,7	281	0,75	33	4,00	7,45
2014	4,79	20,9	289	0,772727273	34	4,40	7,45
2015	5,26	12,92	259	0,795454545	35	4,89	7,47
2016	5,91	17,79	292	0,818181818	36	5,50	7,5
2017	7,44	16,12	283	0,840909091	37	6,29	8,2
2018	6,43	19,51	263	0,863636364	38	7,33	8,31
2019	7,27	13,32	260	0,886363636	39	8,80	8,39
2020	4,87	17,74	292	0,909090909	40	11,00	8,6
2021	5,29	14,66	278	0,931818182	41	14,67	9,01
2022	4,38	16,12	282	0,954545455	42	22,00	9,41
2023	6,01	12,11	290	0,977272727	43	44,00	9,78

Tabela A.3.2.2.2 - Distribuição LogNormal

F(x)	Tr	H _{s,LogNormal}
0,01	1	3,77
0,17	1,2	5,09
0,50	2	6,30
0,67	3	6,92
0,75	4	7,30
0,80	5	7,58
0,83	6	7,79
0,9	10	8,35
0,95	20	9,04
0,97	30	9,43
0,98	50	9,89
0,99	70	10,19
0,99	80	10,31
0,99	90	10,41
0,99	100	10,50

μ	σ
1,84	0,22

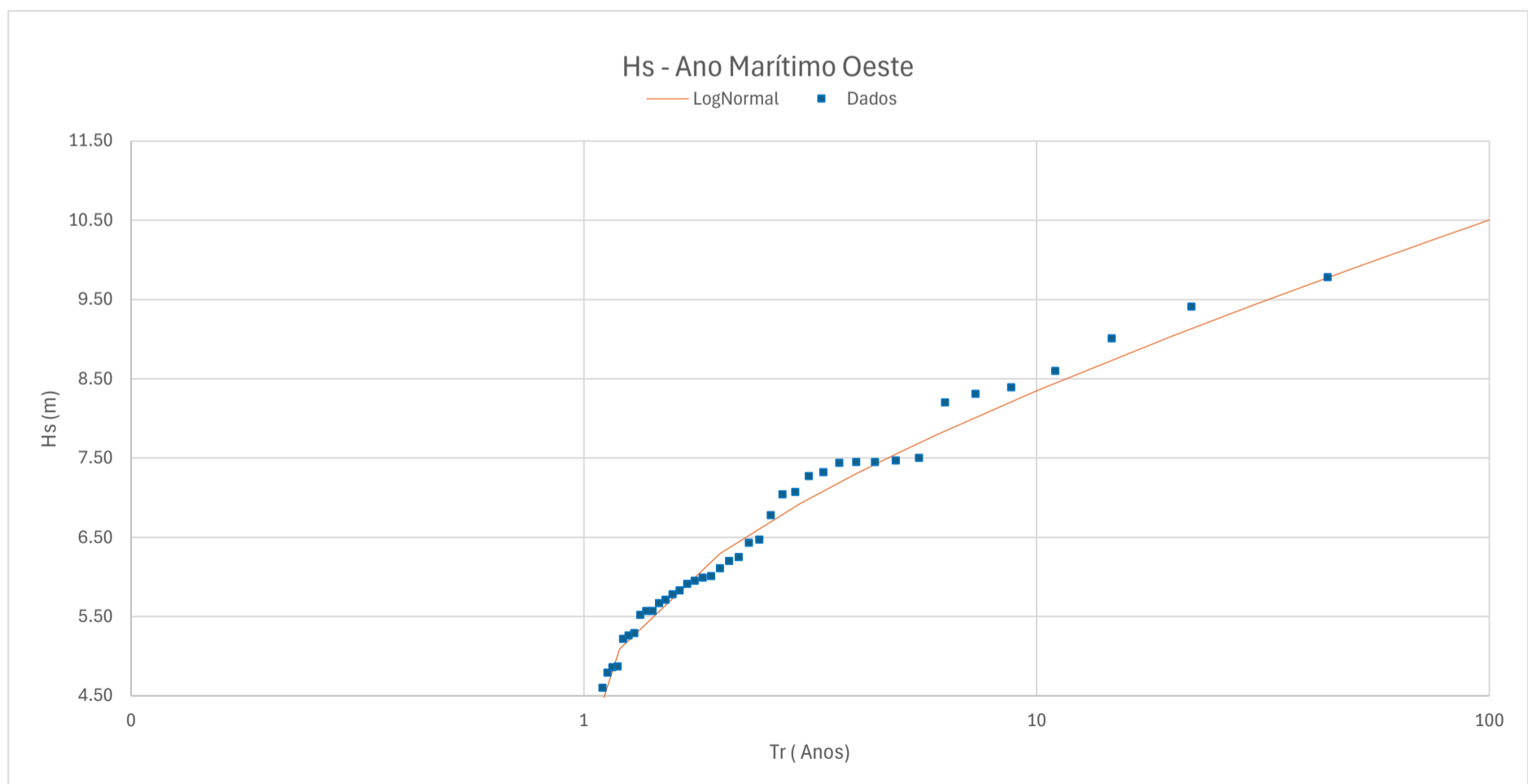


Figura A.3.2.2 - Máximos anuais de Hs por ano marítimo e distribuição de LogNormal associada para W

A.3.2.3 Por Direção por ano marítimo - Noroeste (292,5-360°)

Tabela A.3.2.3.1 - Máximo de Hs por ano Marítimo e respetivos valores de Tp e Dir para NW

Ano	Hs	Tp (Hs,max)	Dir (Hs,max)	F(x) = Prob. Não exc.	Ano	Tr	Hs,max ordenados
1981	5,28	13,89	293	0,022727273	1	1,02	3,9
1982	5,83	13,7	293	0,045454545	2	1,05	4,5
1983	4,81	13,16	293	0,068181818	3	1,07	4,57
1984	5,72	14,71	295	0,090909091	4	1,10	4,81
1985	6,18	13,51	293	0,113636364	5	1,13	4,82
1986	7,4	12,35	301	0,136363636	6	1,16	4,9
1987	5,2	14,49	307	0,159090909	7	1,19	4,96
1988	6,32	14,08	295	0,181818182	8	1,22	4,96
1989	6,67	17,86	301	0,204545455	9	1,26	5,18
1990	6,15	12,66	302	0,227272727	10	1,29	5,2
1991	6,52	13,89	302	0,25	11	1,33	5,21
1992	6,29	11,9	302	0,272727273	12	1,38	5,25
1993	6,73	14,71	294	0,295454545	13	1,42	5,28
1994	4,96	16,67	300	0,318181818	14	1,47	5,44
1995	8,22	16,13	294	0,340909091	15	1,52	5,62
1996	5,62	13,89	293	0,363636364	16	1,57	5,72
1997	4,96	15,63	295	0,386363636	17	1,63	5,77
1998	7,29	15,15	295	0,409090909	18	1,69	5,81
1999	4,5	13,16	303	0,431818182	19	1,76	5,83
2000	5,21	14,93	298	0,454545455	20	1,83	5,85
2001	4,9	15,63	304	0,477272727	21	1,91	6,03
2002	5,85	15,63	300	0,5	22	2,00	6,08
2003	6,83	15,63	306	0,522727273	23	2,10	6,15
2004	3,9	12,35	300	0,545454545	24	2,20	6,18
2005	5,77	14,54	296	0,568181818	25	2,32	6,29
2006	5,44	15,54	302	0,590909091	26	2,44	6,32
2007	8,03	17,19	296	0,613636364	27	2,59	6,39
2008	6,66	16,24	305	0,636363636	28	2,75	6,51
2009	4,57	14,23	302	0,659090909	29	2,93	6,52
2010	7,12	16,03	294	0,681818182	30	3,14	6,52
2011	5,18	12,48	294	0,704545455	31	3,38	6,66
2012	8,73	13,71	296	0,727272727	32	3,67	6,67
2013	7,7	14,42	293	0,75	33	4,00	6,73
2014	4,82	11,8	319	0,772727273	34	4,40	6,83
2015	6,08	12,65	308	0,795454545	35	4,89	7,04
2016	6,52	18,16	297	0,818181818	36	5,50	7,12
2017	6,03	14,66	307	0,840909091	37	6,29	7,29
2018	7,42	16,12	305	0,863636364	38	7,33	7,4
2019	6,51	17,74	296	0,886363636	39	8,80	7,42
2020	6,39	14,66	311	0,909090909	40	11,00	7,7
2021	5,25	19,51	294	0,931818182	41	14,67	8,03
2022	5,81	14,66	309	0,954545455	42	22,00	8,22
2023	7,04	19,51	304	0,977272727	43	44,00	8,73

Tabela A.3.2.3.2 - Distribuição LogNormal

F(x)	Tr	Hs,LogNormal
0,01	1	3,98
0,09	1,1	4,74
0,50	2	6,01
0,67	3	6,49
0,80	5	6,98
0,90	10	7,54
0,95	20	8,04
0,98	40	8,51
0,98	50	8,65
0,99	100	9,08

μ	σ
1,79	0,18

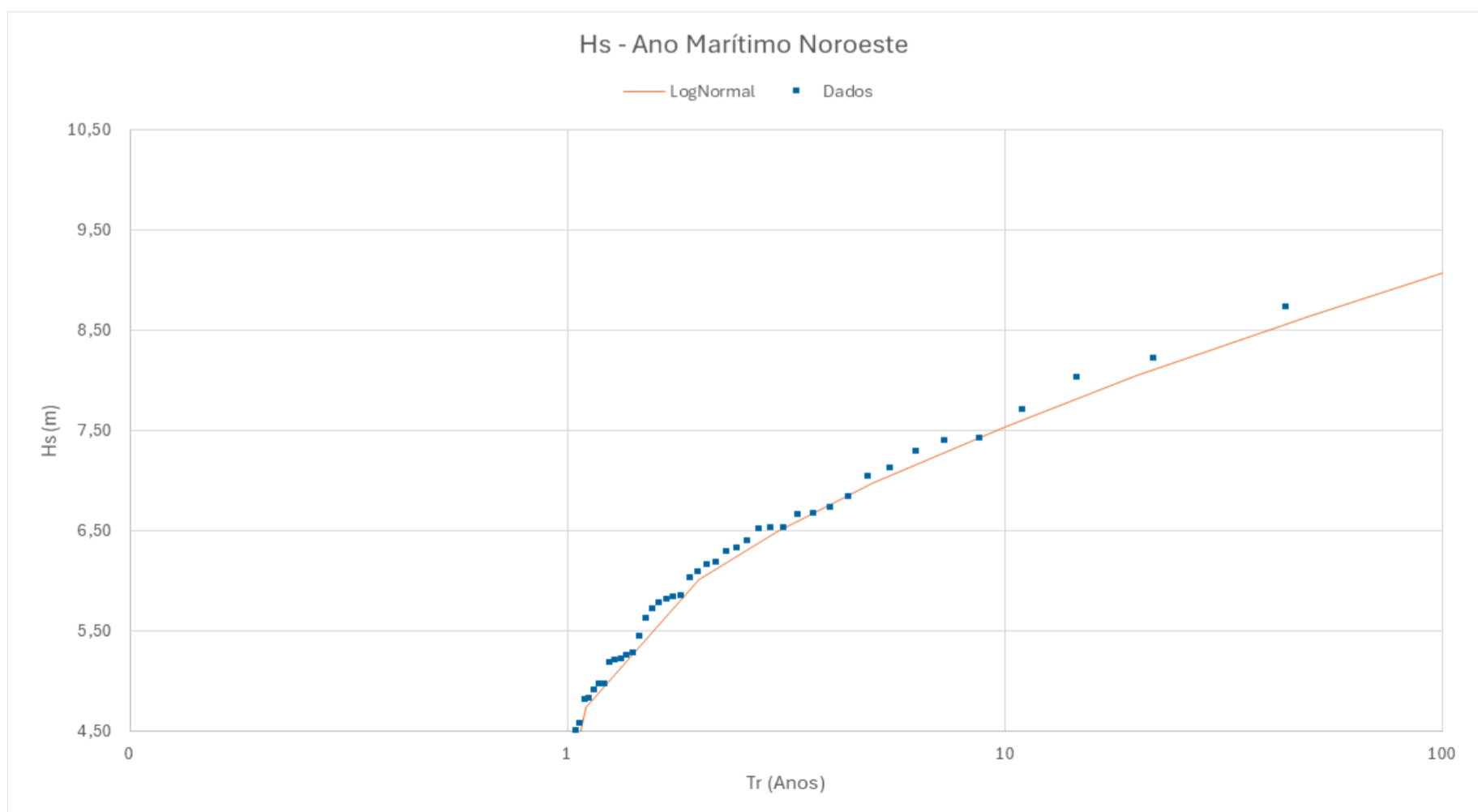


Figura A.3.2.3 - Máximos anuais de Hs por ano marítimo e distribuição de LogNormal associada para NW

A.4 Regime de Extremos por temporais

A.4.1 Regime de Extremos por *Peak Over Threshold (POT)*

Tabela A.4.1.1 - Máximo de Hs por temporal e respetivos valores de Tp e Dir

Ano	Mês	Hs	Dir (H _{s,max})	F(x) = Prob. Não exc.	Ano	Tr	H _{s,max} ordenados
1981	3	5,87	274	0,004651163	1	0,201874	4,53
1981	12	5,17	293	0,009302326	2	0,202821	4,54
1981	12	8,39	281	0,013953488	3	0,203778	4,56
1982	1	5,09	274	0,018604651	4	0,204744	4,56
1982	1	4,95	287	0,023255814	5	0,205719	4,56
1982	1	5,18	297	0,027906977	6	0,206703	4,57
1982	2	6,94	290	0,03255814	7	0,207697	4,58
1982	3	4,57	296	0,037209302	8	0,2087	4,61
1982	11	9,41	277	0,041860465	9	0,209713	4,61
1982	12	4,53	308	0,046511628	10	0,210736	4,62
1982	12	5,09	313	0,051162791	11	0,211769	4,64
1983	4	5,48	284	0,055813953	12	0,212812	4,64
1983	12	6,2	287	0,060465116	13	0,213866	4,64
1983	12	6,18	289	0,065116279	14	0,21493	4,65
1984	11	5,22	287	0,069767442	15	0,216005	4,66
1984	11	5,72	295	0,074418605	16	0,21709	4,66
1984	12	4,81	300	0,079069767	17	0,218187	4,67
1985	1	5,91	271	0,08372093	18	0,219294	4,68
1985	1	4,79	283	0,088372093	19	0,220413	4,69
1985	2	5,99	264	0,093023256	20	0,221543	4,69
1985	2	4,61	277	0,097674419	21	0,222685	4,69
1985	2	4,61	278	0,102325581	22	0,223839	4,7
1985	4	4,62	286	0,106976744	23	0,225005	4,73
1985	11	4,87	263	0,111627907	24	0,226183	4,73
1985	12	4,66	301	0,11627907	25	0,227373	4,73
1985	12	5,12	300	0,120930233	26	0,228576	4,74
1986	1	5,34	305	0,125581395	27	0,229792	4,76
1986	1	5,63	302	0,130232558	28	0,231021	4,76
1986	2	9,78	281	0,134883721	29	0,232263	4,76
1986	11	5,35	295	0,139534884	30	0,233519	4,76
1987	1	7,45	270	0,144186047	31	0,234788	4,77
1987	2	5,32	286	0,148837209	32	0,236071	4,79
1987	2	7,4	301	0,153488372	33	0,237368	4,79
1987	10	5,46	281	0,158139535	34	0,238679	4,81
1987	12	5,95	265	0,162790698	35	0,240005	4,81
1988	1	4,54	287	0,16744186	36	0,241346	4,81
1988	1	4,73	308	0,172093023	37	0,242702	4,81
1988	2	5,2	307	0,176744186	38	0,244073	4,82
1989	2	6,32	295	0,181395349	39	0,24546	4,84
1989	4	5,59	258	0,186046512	40	0,246862	4,84
1989	11	6,24	271	0,190697674	41	0,248281	4,85
1989	11	6,08	259	0,195348837	42	0,249716	4,85
1989	12	7,45	268	0,2	43	0,251168	4,85
1989	12	5,64	274	0,204651163	44	0,252637	4,85
1989	12	6,65	300	0,209302326	45	0,254123	4,86
1990	1	6,67	301	0,213953488	46	0,255627	4,87
1990	10	6,37	281	0,218604651	47	0,257148	4,89
1991	2	6,15	302	0,223255814	48	0,258688	4,89
1991	3	6,78	276	0,227906977	49	0,260247	4,9
1992	3	6,52	302	0,23255814	50	0,261824	4,91
1992	4	5,78	265	0,237209302	51	0,26342	4,91
1993	3	4,86	278	0,241860465	52	0,265036	4,92
1993	4	6,29	302	0,246511628	53	0,266672	4,92
1993	10	4,65	278	0,251162791	54	0,268329	4,92
1993	10	4,7	270	0,255813953	55	0,270006	4,95
1993	11	5,45	302	0,260465116	56	0,271704	4,96
1994	1	6,03	307	0,265116279	57	0,273424	4,96
1994	1	6,73	294	0,269767442	58	0,275165	4,97
1994	2	6,73	302	0,274418605	59	0,276929	4,98
1994	2	5,1	276	0,279069767	60	0,278716	4,98
1994	11	4,64	295	0,28372093	61	0,280526	4,98
1995	2	4,96	300	0,288372093	62	0,282359	4,99
1995	3	4,69	296	0,293023256	63	0,284217	5
1995	12	5,16	273	0,297674419	64	0,286099	5,01
1995	12	6,44	275	0,302325581	65	0,288006	5,02
1996	1	7,12	286	0,306976744	66	0,289939	5,03
1996	1	8,22	294	0,311627907	67	0,291898	5,04
1996	1	5,71	285	0,31627907	68	0,293884	5,04
1996	2	5,41	271	0,320930233	69	0,295897	5,06
1996	4	5,88	283	0,325581395	70	0,297937	5,09

1996	11	5,62	293	0,330232558	71	0,300006	5,09
1996	12	5,65	258	0,334883721	72	0,302104	5,09
1996	12	5,48	252	0,339534884	73	0,304232	5,1
1996	12	6,25	285	0,344186047	74	0,30639	5,1
1996	12	5,1	272	0,348837209	75	0,308578	5,11
1997	11	4,96	295	0,353488372	76	0,310798	5,11
1997	11	7,39	274	0,358139535	77	0,31305	5,12
1997	12	5,55	261	0,362790698	78	0,315335	5,12
1997	12	8,31	276	0,36744186	79	0,317654	5,14
1998	2	5,72	233	0,372093023	80	0,320007	5,16
1998	12	7,29	295	0,376744186	81	0,322395	5,17
1998	12	4,98	304	0,381395349	82	0,324819	5,17
1999	1	4,89	309	0,386046512	83	0,32728	5,18
1999	10	5,25	275	0,390697674	84	0,329778	5,19
1999	10	7,32	290	0,395348837	85	0,332315	5,2
2000	11	4,67	259	0,4	86	0,334891	5,22
2000	12	6,71	256	0,404651163	87	0,337507	5,22
2000	12	4,76	220	0,409302326	88	0,340165	5,23
2000	12	5,25	267	0,413953488	89	0,342865	5,24
2000	12	5,62	282	0,418604651	90	0,345607	5,25
2000	12	4,76	286	0,423255814	91	0,348395	5,25
2001	1	7,04	287	0,427906977	92	0,351227	5,25
2001	1	5,34	289	0,43255814	93	0,354106	5,25
2001	1	5,06	309	0,437209302	94	0,357033	5,26
2001	2	6,95	283	0,441860465	95	0,360008	5,26
2001	3	5,09	240	0,446511628	96	0,363033	5,27
2001	3	4,68	245	0,451162791	97	0,36611	5,29
2001	3	4,99	248	0,455813953	98	0,369239	5,29
2002	1	6,47	290	0,460465116	99	0,372422	5,3
2002	2	4,9	304	0,465116279	100	0,37566	5,32
2002	3	5,12	270	0,469767442	101	0,378956	5,33
2002	4	4,85	288	0,474418605	102	0,382309	5,34
2002	10	5,11	286	0,479069767	103	0,385723	5,34
2002	11	5,26	290	0,48372093	104	0,389198	5,34
2002	11	5,7	298	0,488372093	105	0,392736	5,35
2002	11	4,81	290	0,493023256	106	0,396339	5,37
2002	12	8,2	281	0,497674419	107	0,400009	5,38
2003	1	5,03	307	0,502325581	108	0,403747	5,41
2003	1	5,85	300	0,506976744	109	0,407556	5,41
2003	2	5,79	286	0,511627907	110	0,411437	5,44
2003	2	4,98	292	0,51627907	111	0,415394	5,45
2003	3	5,19	299	0,520930233	112	0,419427	5,46
2003	4	7,16	279	0,525581395	113	0,423539	5,47
2003	10	4,92	218	0,530232558	114	0,427732	5,48
2003	10	6,83	306	0,534883721	115	0,432009	5,48
2003	12	4,73	305	0,539534884	116	0,436373	5,48
2003	12	5,6	213	0,544186047	117	0,440826	5,52
2005	3	5,57	268	0,548837209	118	0,44537	5,52
2006	2	5,77	296	0,553488372	119	0,45001	5,55
2006	11	5,73	238	0,558139535	120	0,454747	5,56
2006	11	4,81	287	0,562790698	121	0,459584	5,57
2006	11	5,17	296	0,56744186	122	0,464526	5,57
2006	12	5,44	302	0,572093023	123	0,469575	5,57
2007	2	5,14	303	0,576744186	124	0,474736	5,58
2007	2	5,57	290	0,581395349	125	0,48001	5,59
2008	1	8,03	296	0,586046512	126	0,485404	5,6
2008	11	4,84	298	0,590697674	127	0,49092	5,6
2008	12	5,57	312	0,595348837	128	0,496562	5,62
2009	1	5,99	308	0,6	129	0,502336	5,62
2009	1	4,77	306	0,604651163	130	0,508246	5,63
2009	1	6,66	305	0,609302326	131	0,514297	5,64
2009	2	5,24	275	0,613953488	132	0,520493	5,65
2009	2	5,83	288	0,618604651	133	0,526841	5,68
2009	3	6	310	0,623255814	134	0,533345	5,7
2009	10	5,22	280	0,627906977	135	0,540012	5,71
2009	12	5,23	231	0,63255814	136	0,546847	5,72
2009	12	4,92	253	0,637209302	137	0,553858	5,72
2009	12	5,33	244	0,641860465	138	0,561051	5,72
2010	1	5,01	277	0,646511628	139	0,568433	5,73
2010	2	4,58	282	0,651162791	140	0,576012	5,73
2010	10	5,81	300	0,655813953	141	0,583796	5,76
2010	11	5,3	313	0,660465116	142	0,591794	5,77

2010	12	5,27	309	0,665116279	143	0,600013	5,78
2011	2	7,12	294	0,669767442	144	0,608464	5,78
2011	10	5,52	284	0,674418605	145	0,617156	5,79
2011	11	5,37	279	0,679069767	146	0,6	

Tabela A.4.1.2 - Distribuição Generalized Pareto (GP)

F(x)	Tr	GP
-1,01	0	3,57
0,00	0,2	4,52
0,60	0,5	5,65
0,67	0,6	5,85
0,75	0,8	6,16
0,80	1	6,40
0,90	2	7,08
0,96	5	7,87
0,98	10	8,40
0,99	20	8,88
0,99	40	9,32
1,00	50	9,45
1,00	100	9,82

k	σ	θ
-0,15	1,31	4,53

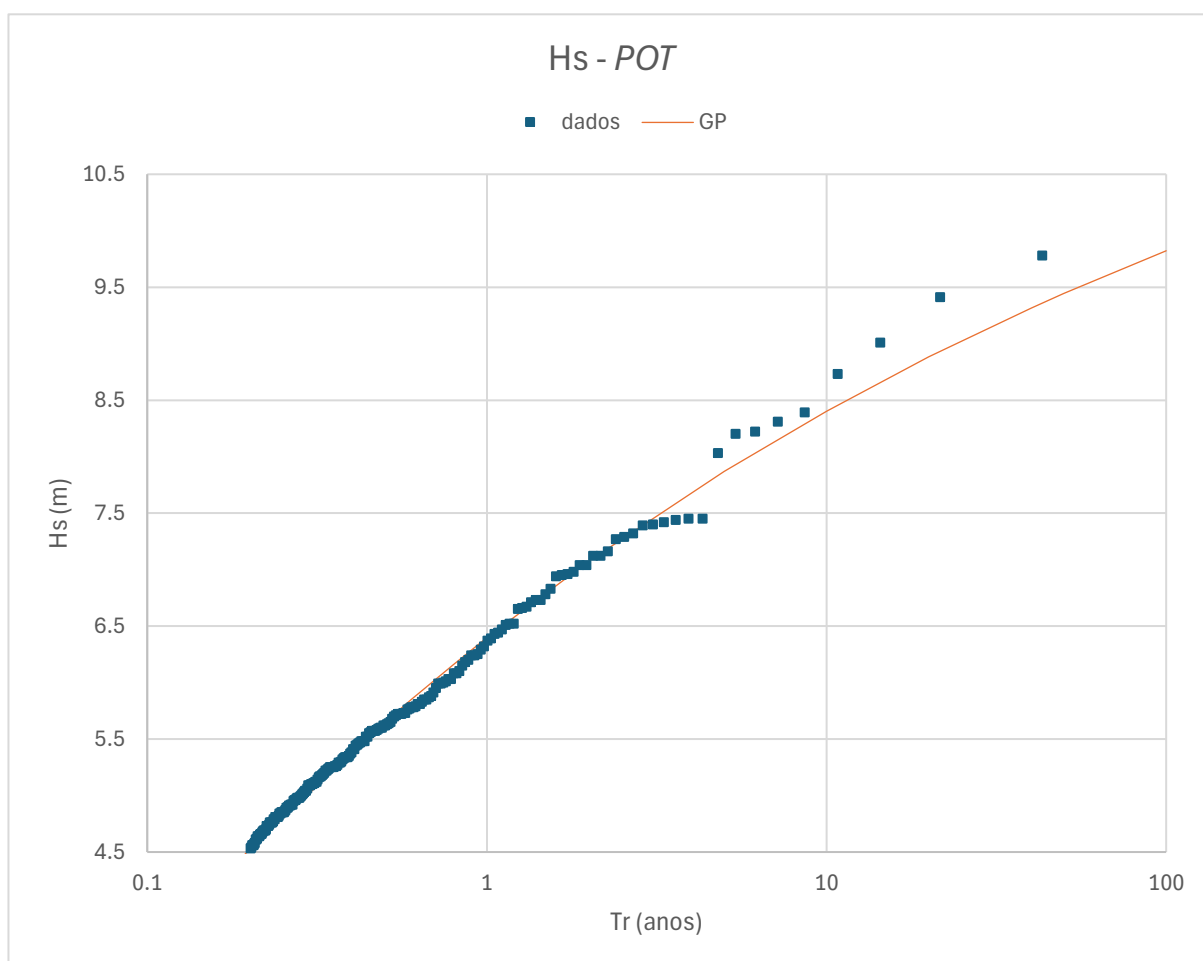


Figura A.4.1 - Máximos de Hs por temporal e distribuição GPI associada

A.4.2 Regime de Extremos POT por Direções

A.4.2.1 Oeste

Tabela A.4.2.1.1 - Máximo de Hs por temporal e respetivos valores de Tp e Dir por W

Ano	H _s	Dir.	F(x)=Prob. Não exc.	Ano	Tr	H _{s,max} ordenados
1981	8,39	281	0,009174312	1	0,39	4,54
1982	5,09	274	0,018348624	2	0,40	4,56
1982	4,95	287	0,027522936	3	0,40	4,58
1982	6,94	290	0,036697248	4	0,40	4,61
1982	9,41	277	0,04587156	5	0,41	4,61
1983	5,48	284	0,055045872	6	0,41	4,62
1983	6,2	287	0,064220183	7	0,42	4,64
1983	6,18	289	0,073394495	8	0,42	4,64
1984	5,22	287	0,082568807	9	0,42	4,65
1985	5,91	271	0,091743119	10	0,43	4,67
1985	4,79	283	0,100917431	11	0,43	4,69
1985	5,99	264	0,110091743	12	0,44	4,7
1985	4,61	277	0,119266055	13	0,44	4,73
1985	4,61	278	0,128440367	14	0,45	4,74
1985	4,62	286	0,137614679	15	0,45	4,76
1985	4,87	263	0,146788991	16	0,46	4,79
1986	9,78	281	0,155963303	17	0,46	4,79
1987	7,45	270	0,165137615	18	0,47	4,81
1987	5,32	286	0,174311927	19	0,47	4,81
1987	5,46	281	0,183486239	20	0,48	4,81
1987	5,95	265	0,19266055	21	0,48	4,85
1988	4,54	287	0,201834862	22	0,49	4,85
1989	5,59	258	0,211009174	23	0,49	4,86
1989	6,24	271	0,220183486	24	0,50	4,87
1989	6,08	259	0,229357798	25	0,50	4,92
1989	7,45	268	0,23853211	26	0,51	4,92
1989	5,64	274	0,247706422	27	0,52	4,95
1990	6,37	281	0,256880734	28	0,52	4,98
1991	6,78	276	0,266055046	29	0,53	4,99
1992	5,78	265	0,275229358	30	0,54	5
1993	4,86	278	0,28440367	31	0,54	5,01
1993	4,65	278	0,293577982	32	0,55	5,04
1993	4,7	270	0,302752294	33	0,56	5,09
1994	5,1	276	0,311926606	34	0,57	5,1
1995	5,16	273	0,321100917	35	0,57	5,1
1995	6,44	275	0,330275229	36	0,58	5,11
1996	7,12	286	0,339449541	37	0,59	5,12
1996	5,71	285	0,348623853	38	0,60	5,16
1996	5,41	271	0,357798165	39	0,61	5,22
1996	5,88	283	0,366972477	40	0,61	5,22
1996	5,65	258	0,376146789	41	0,62	5,24
1996	5,48	252	0,385321101	42	0,63	5,25
1996	6,25	285	0,394495413	43	0,64	5,25
1996	5,1	272	0,403669725	44	0,65	5,26
1997	7,39	274	0,412844037	45	0,66	5,26
1997	5,55	261	0,422018349	46	0,67	5,29
1997	8,31	276	0,431192661	47	0,68	5,32
1999	5,25	275	0,440366972	48	0,69	5,34
1999	7,32	290	0,449541284	49	0,71	5,34
2000	4,67	259	0,458715596	50	0,72	5,37
2000	6,71	256	0,467889908	51	0,73	5,41
2000	5,25	267	0,47706422	52	0,74	5,41
2000	5,62	282	0,486238532	53	0,76	5,46

2000	4,76	286	0,495412844	54	0,77	5,48
2001	7,04	287	0,504587156	55	0,78	5,48
2001	5,34	289	0,513761468	56	0,80	5,48
2001	6,95	283	0,52293578	57	0,82	5,52
2001	4,99	248	0,532110092	58	0,83	5,55
2002	6,47	290	0,541284404	59	0,85	5,57
2002	5,12	270	0,550458716	60	0,87	5,57
2002	4,85	288	0,559633028	61	0,88	5,59
2002	5,11	286	0,568807339	62	0,90	5,6
2002	5,26	290	0,577981651	63	0,92	5,62
2002	4,81	290	0,587155963	64	0,94	5,64
2002	8,2	281	0,596330275	65	0,96	5,65
2003	5,79	286	0,605504587	66	0,99	5,71
2003	4,98	292	0,614678899	67	1,01	5,73
2003	7,16	279	0,623853211	68	1,03	5,76
2005	5,57	268	0,633027523	69	1,06	5,78
2006	4,81	287	0,642201835	70	1,09	5,78
2007	5,57	290	0,651376147	71	1,12	5,79
2009	5,24	275	0,660550459	72	1,15	5,83
2009	5,83	288	0,669724771	73	1,18	5,88
2009	5,22	280	0,678899083	74	1,21	5,91
2009	4,92	253	0,688073394	75	1,25	5,95
2010	5,01	277	0,697247706	76	1,28	5,99
2010	4,58	282	0,706422018	77	1,32	6,01
2011	5,52	284	0,71559633	78	1,37	6,08
2011	5,37	279	0,724770642	79	1,41	6,18
2012	4,81	267	0,733944954	80	1,46	6,2
2013	5,73	282	0,743119266	81	1,51	6,24
2013	5	274	0,752293578	82	1,57	6,24
2013	6,98	263	0,76146789	83	1,63	6,25
2014	6,24	283	0,770642202	84	1,70	6,37
2014	6,96	291	0,779816514	85	1,77	6,43
2014	5,6	266	0,788990826	86	1,84	6,44
2014	5,76	277	0,798165138	87	1,93	6,47
2014	9,01	281	0,80733945	88	2,02	6,71
2014	5,78	280	0,816513761	89	2,12	6,78
2014	4,56	289	0,825688073	90	2,23	6,94
2015	4,79	278	0,834862385	91	2,35	6,95
2015	4,85	271	0,844036697	92	2,49	6,96
2016	4,64	292	0,853211009	93	2,65	6,98
2016	5,26	259	0,862385321	94	2,83	7,04
2017	5,34	291	0,871559633	95	3,03	7,12
2018	5,48	270	0,880733945	96	3,26	7,16
2018	7,44	283	0,889908257	97	3,53	7,27
2018	4,74	276	0,899082569	98	3,85	7,32
2018	6,43	263	0,908256881	99	4,24	7,39
2019	4,92	290	0,917431193	100	4,71	7,44
2019	4,64	292	0,926605505	101	5,30	7,45
2019	7,27	260	0,935779817	102	6,06	7,45
2020	5,04	275	0,944954128	103	7,06	8,2
2020	4,73	289	0,95412844	104	8,48	8,31
2021	5,29	278	0,963302752	105	10,60	8,39
2022	4,69	285	0,972477064	106	14,13	9,01
2023	5,41	261	0,981651376	107	21,19	9,41
2023	6,01	290	0,990825688	108	42,39	9,78

Tabela A.4.2.1.2- Distribuição GP

F(x)	Tr	H _{s,GP}
0,00	0,4	4,54
0,51	0,8	5,50
0,61	1	5,78
0,87	3	7,03
0,92	5	7,55
0,96	10	8,19
0,98	20	8,78
0,99	40	9,31
0,99	50	9,47
1,00	100	9,94

k	σ	θ
-0,14	1,40	4,54

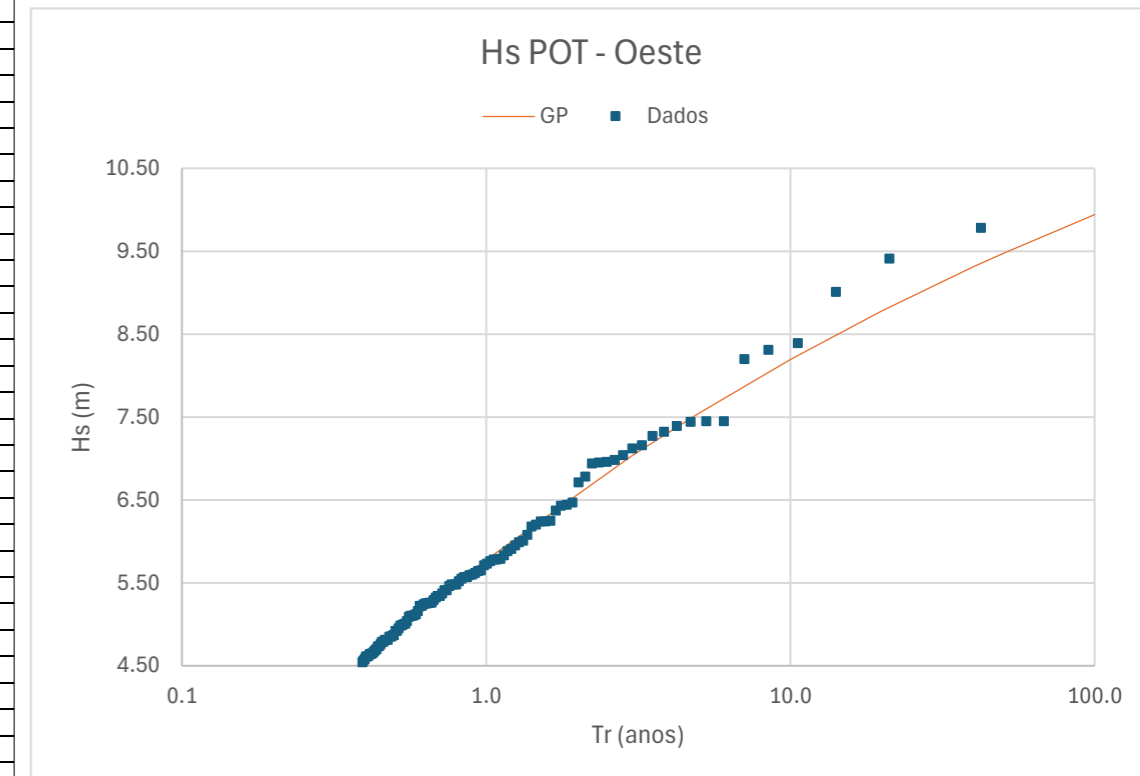


Figura A.4.2.1- Máximos de Hs por temporal e distribuição GPI associada a Oeste

A.4.2.2 Noroeste

Tabela A.4.2.2.1 - Máximo de Hs por temporal e respectivos valores de Tp e Dir por NW

Ano	H _s	Dir.	F(x)=Prob. Não exc.	Ano	Tr	H _{s,max} ordenados
1981	5,17	293	0,010752688	1	0,46	4,53
1982	5,18	297	0,021505376	2	0,47	4,56
1982	4,57	296	0,032258065	3	0,47	4,57
1982	4,53	308	0,043010753	4	0,48	4,64
1982	5,09	313	0,053763441	5	0,48	4,66
1984	5,72	295	0,064516129	6	0,49	4,66
1984	4,81	300	0,075268817	7	0,49	4,69
1985	4,66	301	0,086021505	8	0,50	4,69
1985	5,12	300	0,096774194	9	0,51	4,73
1986	5,34	305	0,107526882	10	0,51	4,73
1986	5,63	302	0,11827957	11	0,52	4,76
1986	5,35	295	0,129032258	12	0,52	4,76
1987	7,4	301	0,139784946	13	0,53	4,77
1988	4,73	308	0,150537634	14	0,54	4,81
1988	5,2	307	0,161290323	15	0,54	4,82
1989	6,32	295	0,172043011	16	0,55	4,84
1989	6,65	300	0,182795699	17	0,56	4,84
1990	6,67	301	0,193548387	18	0,57	4,85
1991	6,15	302	0,204301075	19	0,57	4,85
1992	6,52	302	0,215053763	20	0,58	4,89
1993	6,29	302	0,225806452	21	0,59	4,89
1993	5,45	302	0,23655914	22	0,60	4,9
1994	6,03	307	0,247311828	23	0,61	4,91
1994	6,73	294	0,258064516	24	0,62	4,91
1994	6,73	302	0,268817204	25	0,62	4,96
1994	4,64	295	0,279569892	26	0,63	4,96
1995	4,96	300	0,290322581	27	0,64	4,97
1995	4,69	296	0,301075269	28	0,65	4,98
1996	8,22	294	0,311827957	29	0,66	4,98
1996	5,62	293	0,322580645	30	0,67	5,03
1997	4,96	295	0,333333333	31	0,68	5,06
1998	7,29	295	0,344086022	32	0,70	5,09
1998	4,98	304	0,35483871	33	0,71	5,11
1999	4,89	309	0,365591398	34	0,72	5,12
2001	5,06	309	0,376344086	35	0,73	5,14
2002	4,9	304	0,387096774	36	0,74	5,17
2002	5,7	298	0,397849462	37	0,76	5,17
2003	5,03	307	0,408602151	38	0,77	5,18
2003	5,85	300	0,419354839	39	0,79	5,19
2003	5,19	299	0,430107527	40	0,80	5,2
2003	6,83	306	0,440860215	41	0,82	5,25
2003	4,73	305	0,451612903	42	0,83	5,25
2006	5,77	296	0,462365591	43	0,85	5,27
2006	5,17	296	0,47311828	44	0,87	5,29
2006	5,44	302	0,483870968	45	0,88	5,3

2007	5,14	303	0,494623656	46	0,90	5,34
2008	8,03	296	0,505376344	47	0,92	5,35
2008	4,84	298	0,516129032	48	0,94	5,38
2008	5,57	312	0,52688172	49	0,96	5,44
2009	5,99	308	0,537634409	50	0,99	5,45
2009	4,77	306	0,548387097	51	1,01	5,47
2009	6,66	305	0,559139785	52	1,04	5,52
2009	6	310	0,569892473	53	1,06	5,56
2010	5,81	300	0,580645161	54	1,09	5,57
2010	5,3	313	0,591397849	55	1,12	5,58
2010	5,27	309	0,602150538	56	1,15	5,62
2011	7,12	294	0,612903226	57	1,18	5,63
2013	8,73	296	0,623655914	58	1,21	5,68
2013	5,52	307	0,634408602	59	1,25	5,7
2013	4,98	299	0,64516129	60	1,29	5,72
2014	5,85	303	0,655913978	61	1,33	5,72
2014	5,56	300	0,666666667	62	1,37	5,77
2014	4,91	308	0,677419355	63	1,42	5,81
2014	5,58	312	0,688172043	64	1,46	5,81
2015	4,82	319	0,698924731	65	1,52	5,85
2015	4,69	302	0,709677419	66	1,57	5,85
2016	4,66	312	0,720430108	67	1,63	5,99
2016	6,08	308	0,731182796	68	1,70	6
2016	4,85	294	0,741935484	69	1,77	6,03
2016	5,29	300	0,752688172	70	1,85	6,03
2017	6,52	297	0,76344086	71	1,93	6,08
2018	4,76	329	0,774193548	72	2,02	6,15
2018	5,38	296	0,784946237	73	2,12	6,29
2018	6,03	307	0,795698925	74	2,23	6,32
2018	5,47	293	0,806451613	75	2,36	6,39
2018	4,76	295	0,817204301	76	2,50	6,51
2018	5,68	302	0,827956989	77	2,65	6,52
2019	7,42	305	0,838709677	78	2,83	6,52
2019	4,84	310	0,849462366	79	3,03	6,65
2019	5,11	299	0,860215054	80	3,27	6,66
2019	6,51	296	0,870967742	81	3,54	6,67
2020	6,39	311	0,88172043	82	3,86	6,73
2021	4,91	302	0,892473118	83	4,25	6,73
2021	4,85	294	0,903225806	84	4,72	6,83
2021	5,25	294	0,913978495	85	5,31	7,04
2021	4,89	294	0,924731183	86	6,07	7,12
2022	5,25	297	0,935483871	87	7,08	7,29
2022	4,97	304	0,946236559	88	8,49	7,4
2023	4,56	298	0,956989247	89	10,61	7,42
2023	5,81	309	0,967741935	90	14,15	8,03
2023	5,72	304	0,978494624	91	21,23	8,22
2023	7,04	304	0,989247312	92	42,46	8,73

Tabela A.4.2.2.2 - Distribuição GP

F(x)	Tr	H _{s,GP}
0,00	1	4,53
0,43	1	5,23
0,54	1	5,48
0,85	3	6,56
0,91	5	6,98
0,95	10	7,47
0,98	20	7,89
0,99	40	8,25
0,99	50	8,35
1,00	100	8,64
k	σ	θ
-0,23	1,33	4,53

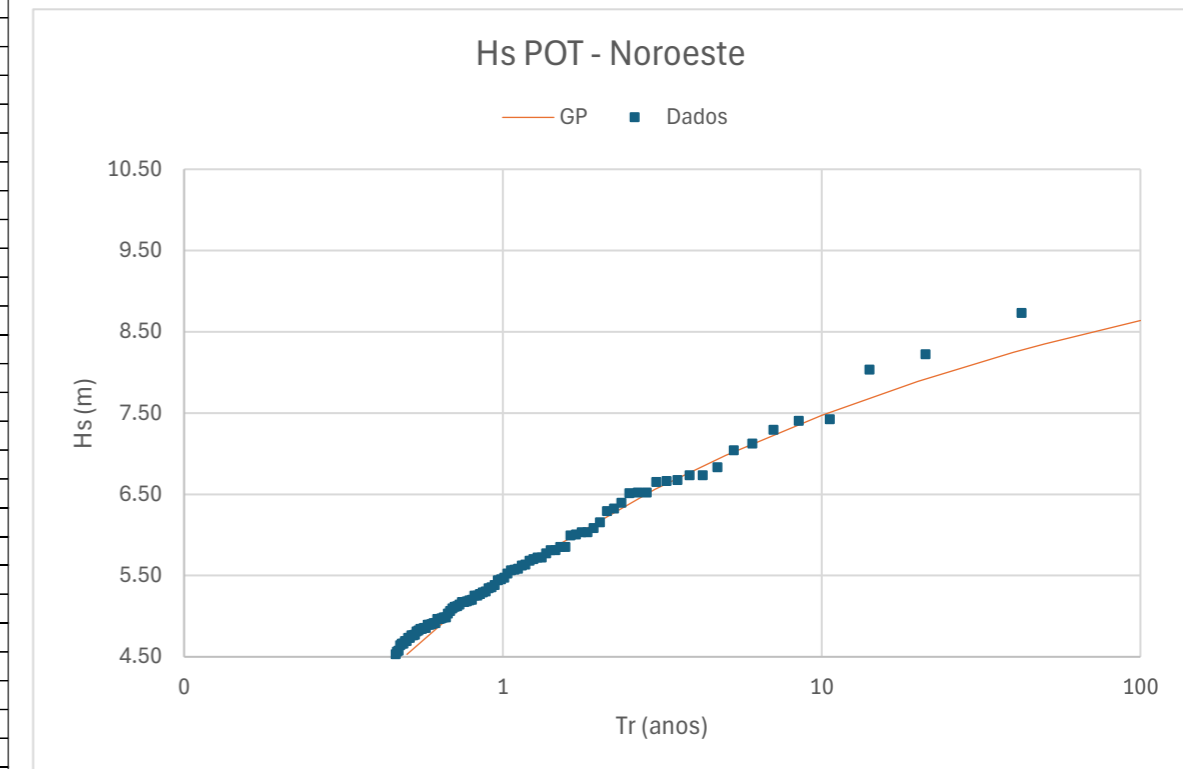


Figura A.4.2.2 Máximos de Hs por temporal e distribuição GPI associada a Noroeste

A.5 Resultados da propagação do largo até à estrutura

A.5.1 Tabelas de Resultados

Tabela A.5.1.1 - Alturas de onda para cada Tp e Dir. nos pontos de referência

AGITAÇÃO (nível médio do mar +2.00 mZH)														
Fronteira oeste do modelo (150m):				P1		P2		P3		P4		P5		
ID	Dir	Hs	Tp	Prof.	Hs (m)	Hm0/Hs	Hs (m)	Hm0/Hs	Hs (m)	Hm0/Hs	Hs (m)	Hm0/Hs	Hs (m)	Hm0/Hs
1	315	6,5	12	>150	4,83	0,74	0,99	0,15	2,59	0,40	1,44	0,22	1,06	0,16
2	315	6,5	16	>150	5,34	0,82	1,09	0,17	2,57	0,40	1,48	0,23	1,12	0,17
3	315	6,5	20	>150	5,76	0,89	1,21	0,19	2,66	0,41	1,6	0,25	1,23	0,19
4	315	8,5	12	>150	6,43	0,76	1,3	0,15	3,45	0,41	1,91	0,22	1,4	0,16
5	315	8,5	16	>150	7,13	0,84	1,43	0,17	3,43	0,40	1,97	0,23	1,49	0,18
6	315	8,5	20	>150	7,68	0,90	1,6	0,19	3,55	0,42	2,12	0,25	1,64	0,19
7	315	10,5	12	>150	8,03	0,76	1,6	0,15	4,31	0,41	2,38	0,23	1,74	0,17
8	315	10,5	16	>150	8,9	0,85	1,78	0,17	4,28	0,41	2,46	0,23	1,85	0,18
9	315	10,5	20	>150	9,59	0,91	2	0,19	4,43	0,42	2,65	0,25	2,04	0,19
10	270	6,5	12	>150	5,61	0,86	2,89	0,44	5	0,77	3,96	0,61	3,22	0,50
11	270	6,5	16	>150	5,61	0,86	2,74	0,42	5,2	0,80	4,15	0,64	3,05	0,47
12	270	6,5	20	>150	5,63	0,87	2,74	0,42	5,4	0,83	4,3	0,66	3	0,46
13	270	8,5	12	>150	7,48	0,88	3,84	0,45	6,67	0,78	5,28	0,62	4,29	0,50
14	270	8,5	16	>150	7,48	0,88	3,65	0,43	6,93	0,82	5,53	0,65	4,06	0,48
15	270	8,5	20	>150	7,5	0,88	3,65	0,43	7,19	0,85	5,73	0,67	4	0,47
16	270	10,5	12	>150	9,34	0,89	4,79	0,46	8,34	0,79	6,6	0,63	5,35	0,51
17	270	10,5	16	>150	9,35	0,89	4,56	0,43	8,66	0,82	6,92	0,66	5,08	0,48
18	270	10,5	20	>150	9,38	0,89	4,55	0,43	8,99	0,86	7,16	0,68	5	0,48
19	225	6,5	12	>150	5,1	0,78	4,33	0,67	5,14	0,79	4,95	0,76	4,66	0,72
20	225	6,5	16	>150	5,64	0,87	4,75	0,73	5,82	0,90	6,04	0,93	5,49	0,84
21	225	6,5	20	>150	6,14	0,94	4,97	0,76	6,26	0,96	6,75	1,04	6	0,92
22	225	8,5	12	>150	6,8	0,80	5,76	0,68	6,86	0,81	6,59	0,78	6,2	0,73
23	225	8,5	16	>150	7,53	0,89	6,33	0,74	7,76	0,91	8,05	0,95	7,32	0,86
24	225	8,5	20	>150	8,19	0,96	6,62	0,78	8,35	0,98	9	1,06	8	0,94
25	225	10,5	12	>150	8,5	0,81	7,2	0,69	8,57	0,82	8,24	0,78	7,75	0,74
26	225	10,5	16	>150	9,41	0,90	7,9	0,75	9,7	0,92	10,06	0,96	9,14	0,87
27	225	10,5	20	>150	10,23	0,97	8,27	0,79	10,43	0,99	11,24	1,07	10	0,95

Tabela A.5.1.2 - Diferença em graus do rumo de agitação inicial e final

RUMO DA AGITAÇÃO (°)				
P1	P2	P3	P4	P5
-28	26	-8	17	22
-24	28	-9	15	21
-22	29	-10	16	21
-28	27	-8	17	22
-24	29	-9	16	21
-22	30	-9	16	21
-27	27	-8	17	22
-24	29	-9	16	21
-22	30	-9	16	21
4	35	11	27	32
6	32	8	25	28
7	32	7	25	27
4	35	11	27	32
6	33	8	25	28
7	32	7	25	27
4	36	11	27	32
6	33	8	25	28
7	32	7	25	27
38	46	36	39	42
38	45	36	39	42
37	43	35	38	41
38	46	36	39	42
38	45	36	39	42
37	43	35	38	41
38	46	36	39	42
38	45	36	39	42
37	43	35	38	41

Tabela A.5.1.3- Rumos de agitação finais

RUMO DA AGITAÇÃO FINAIS (°)				
P1	P2	P3	P4	P5
298	244	278	253	248
294	242	279	255	249
292	241	280	254	249
298	243	278	253	248
294	241	279	254	249
292	240	279	254	249
297	243	278	253	248
294	241	279	254	249
292	240	279	254	249
266	235	259	243	238
264	238	262	245	242
263	238	263	245	243
266	235	259	243	238
264	237	262	245	242
263	238	263	245	243
266	234	259	243	238
264	237	262	245	242
263	238	263	245	243
232	224	234	231	228
232	225	234	231	228
233	227	235	232	229
232	224	234	231	228
232	225	234	231	228
233	227	235	232	229
232	224	234	231	228
232	225	234	231	228
233	227	235	232	229

A.5.2 CMS-Wave: Resultados de propagação de agitação com: $T_p=12s$; $H_s=6,5$; $Dir.=Sw$

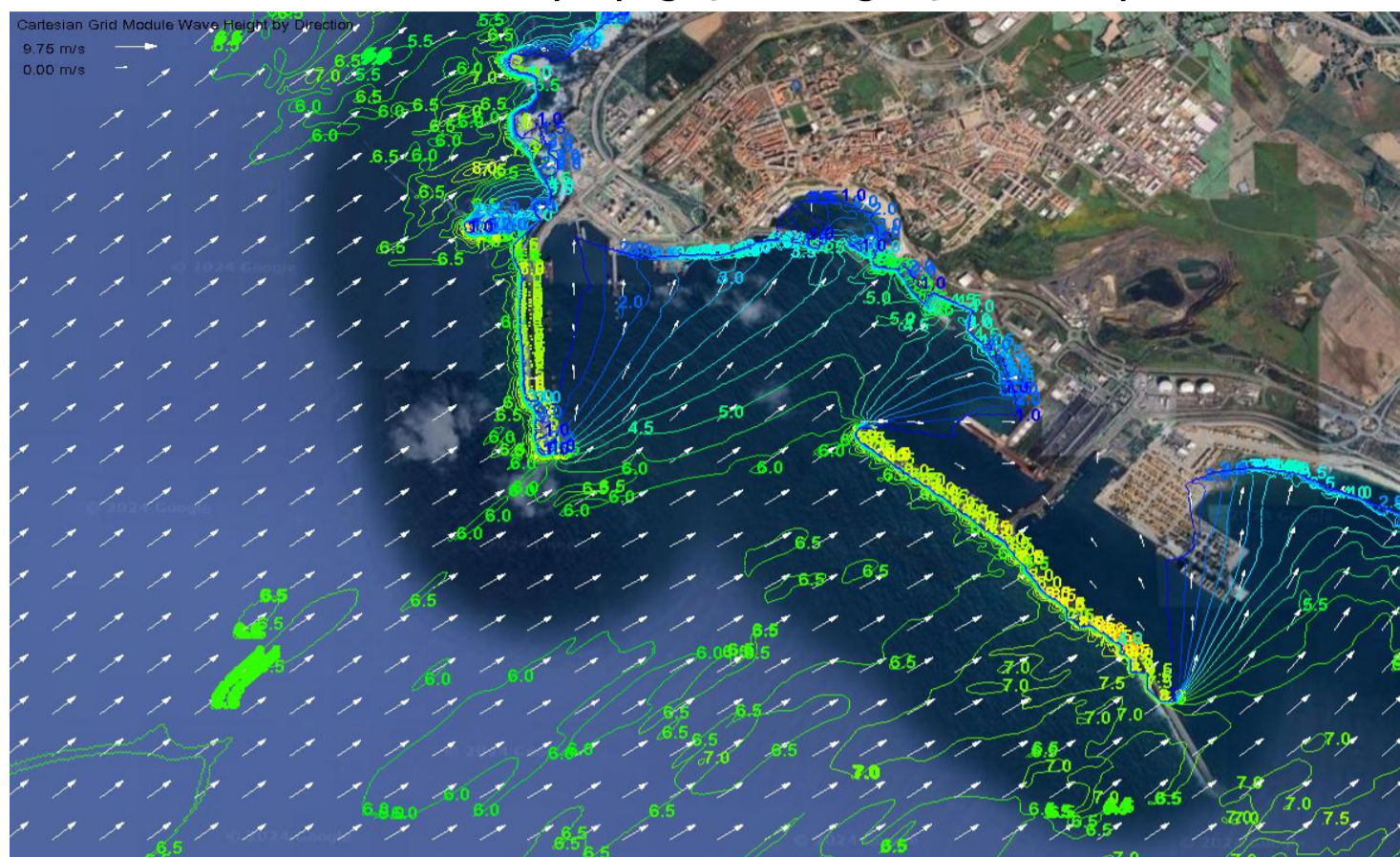


Figura A.5.2 - CMS-Wave: Resultado da propagação da agitação com: $T_p=12s$; $H_s=6,5$; $Dir.=Sw$

A.6 Verificações de Nível 3

A.6.1 Modo de falha por Galgamento

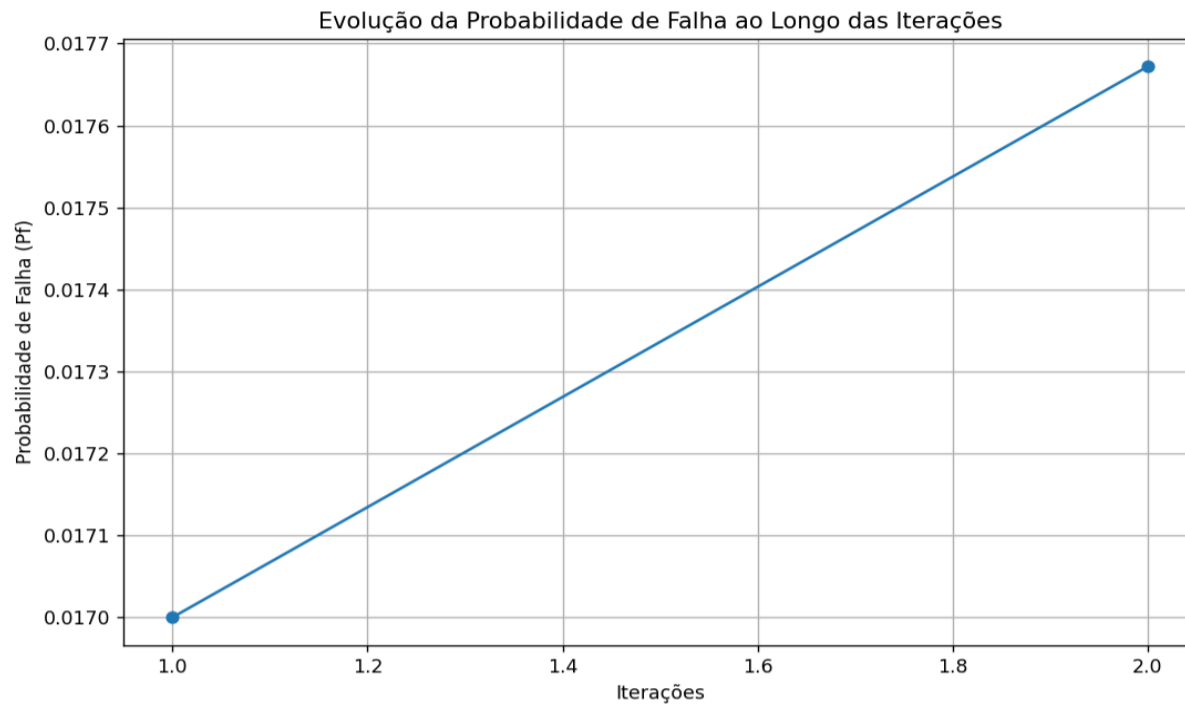


Figura A.6.1.1 - Probabilidade de falha em função das iterações para o modo de falha por galgamento

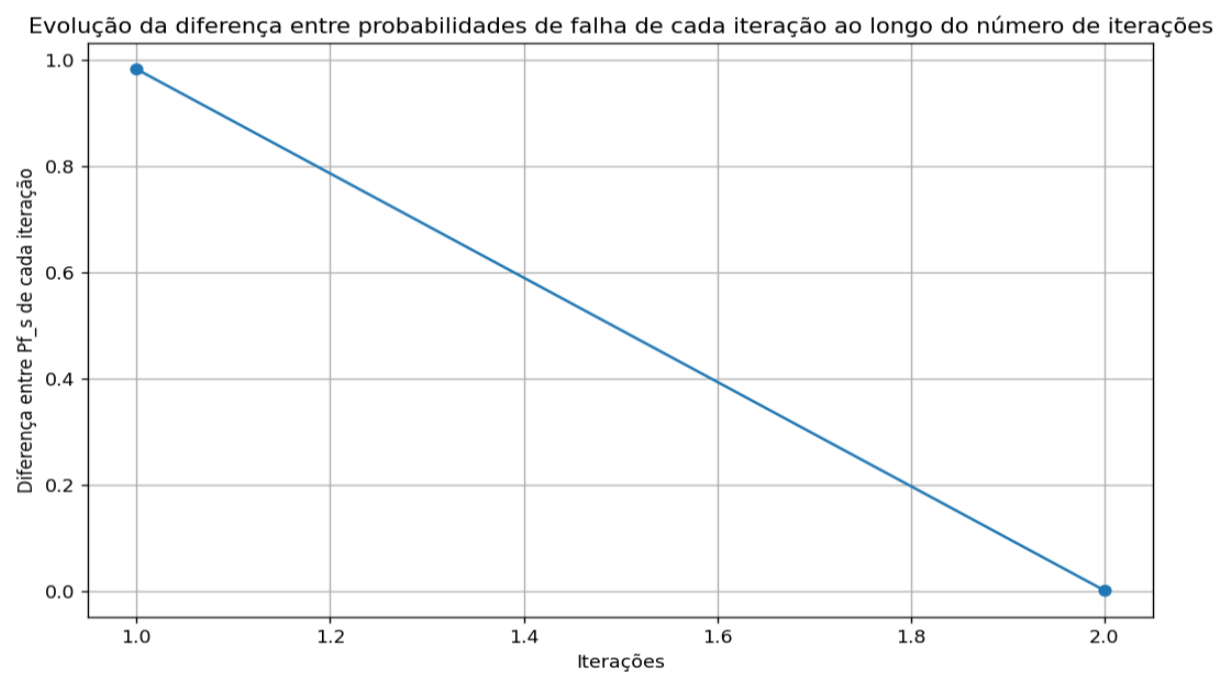


Figura A.6.1.2 - Diferença entre probabilidades de falha para cada iteração para o modo de falha por galgamento

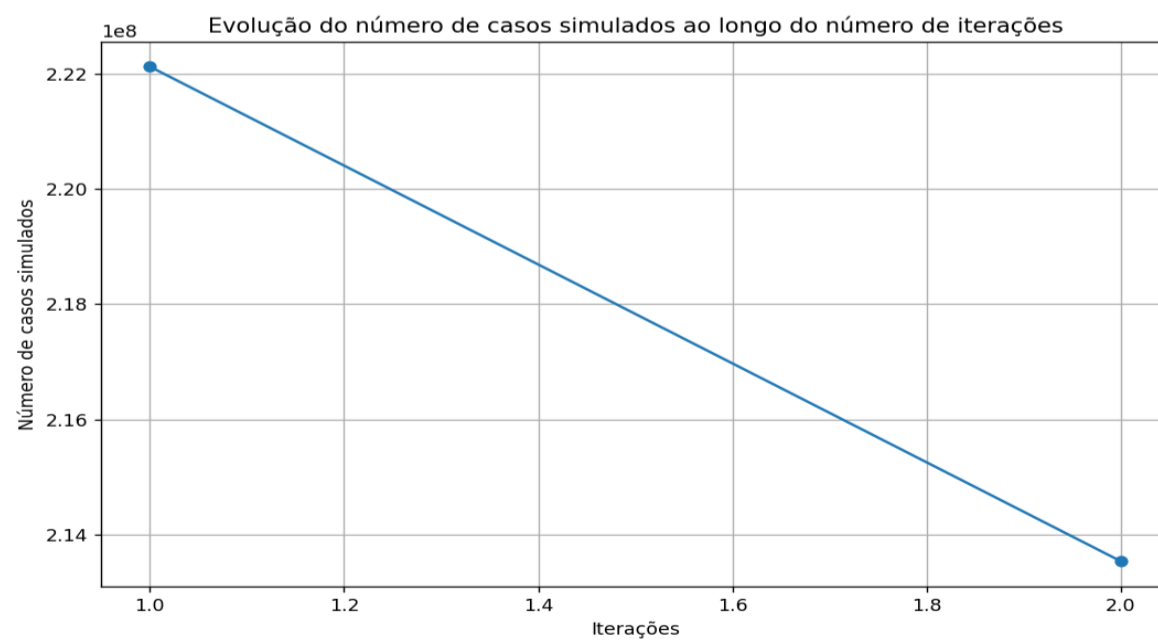


Figura A.6.1.3 - N° casos simulados por Iterações para o modo de falha por Galgamento

A.6.2 Modo de falha por Estabilidade hidráulica - 2ª tentativa

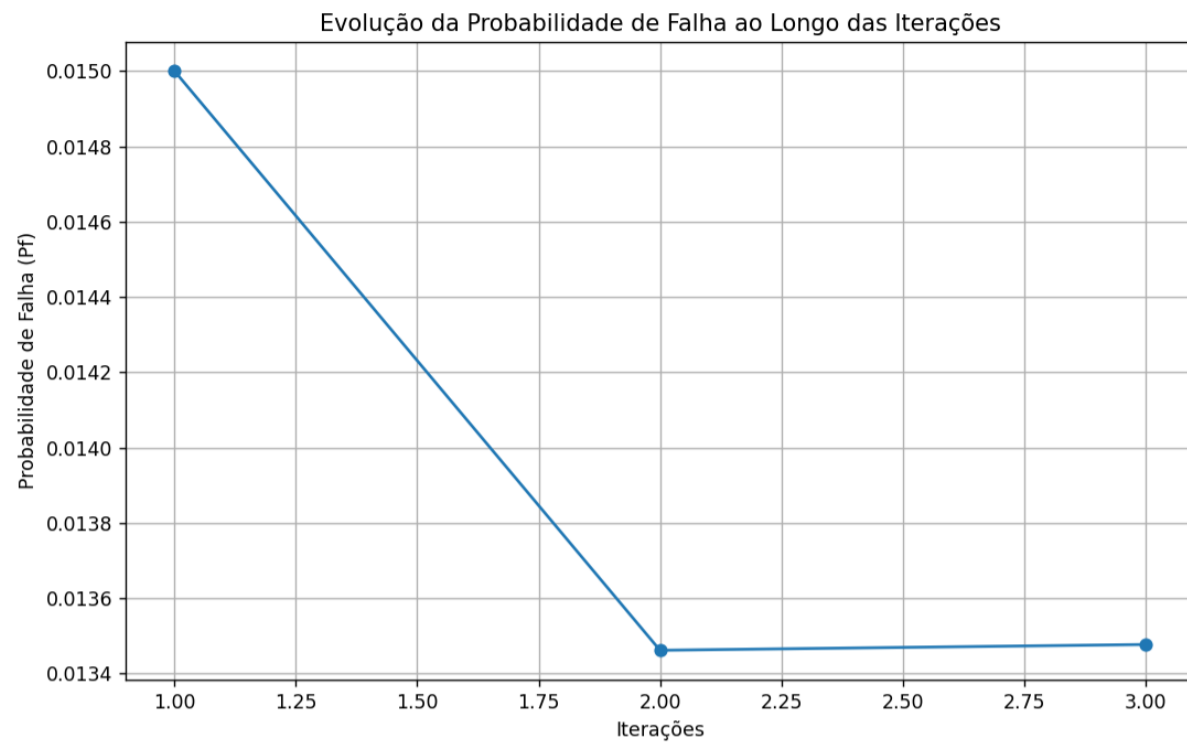


Figura A.6.2.1 - Probabilidade de falha em função das iterações para o modo de falha por estabilidade hidráulica (W=55 toneladas)

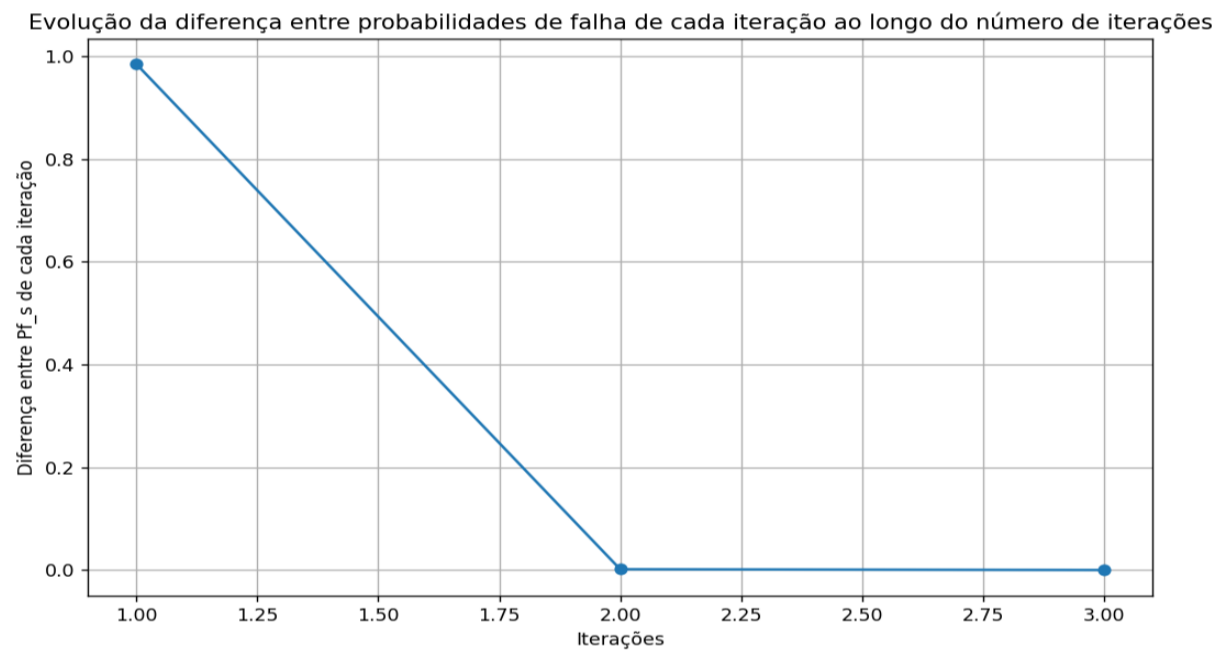


Figura A.6.2.2 - Diferença entre probabilidade de falha para cada iteração para o modo de falha por estabilidade hidráulica (W=55 toneladas)

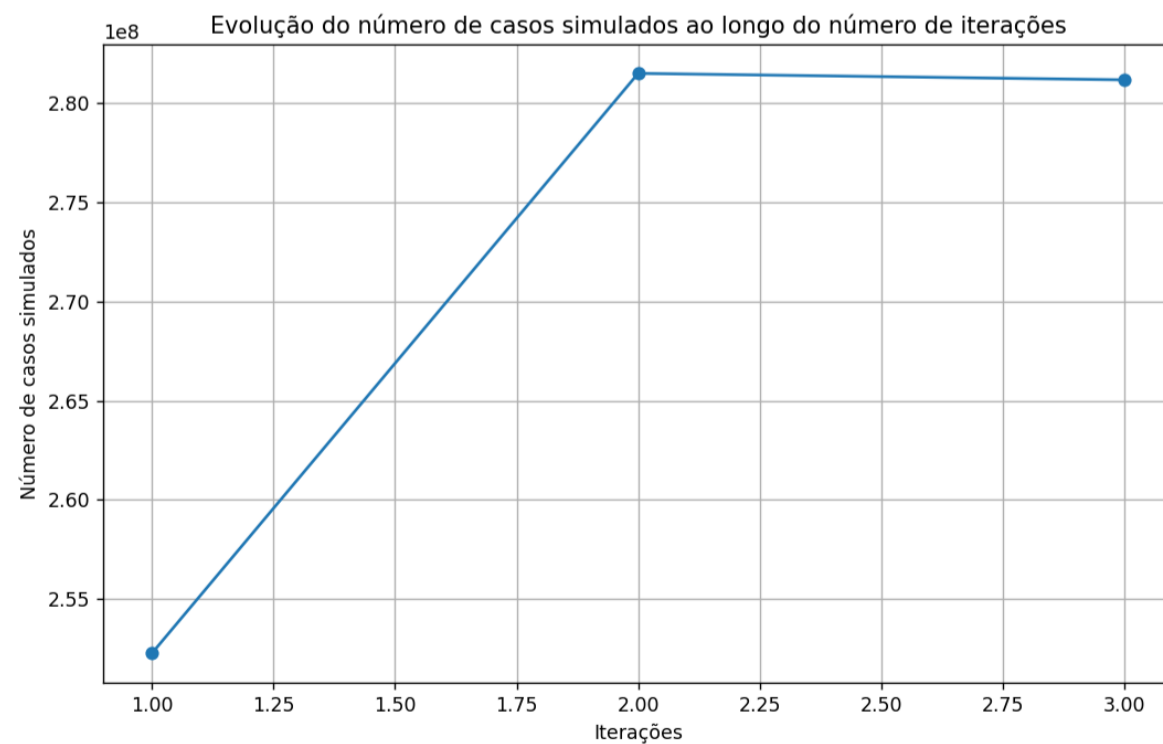


Figura A.6.2.3 - Nº casos simulados por Iterações para o modo de falha por estabilidade hidráulica (W=55 toneladas)

A.6.3 Modo de falha por Estabilidade hidráulica

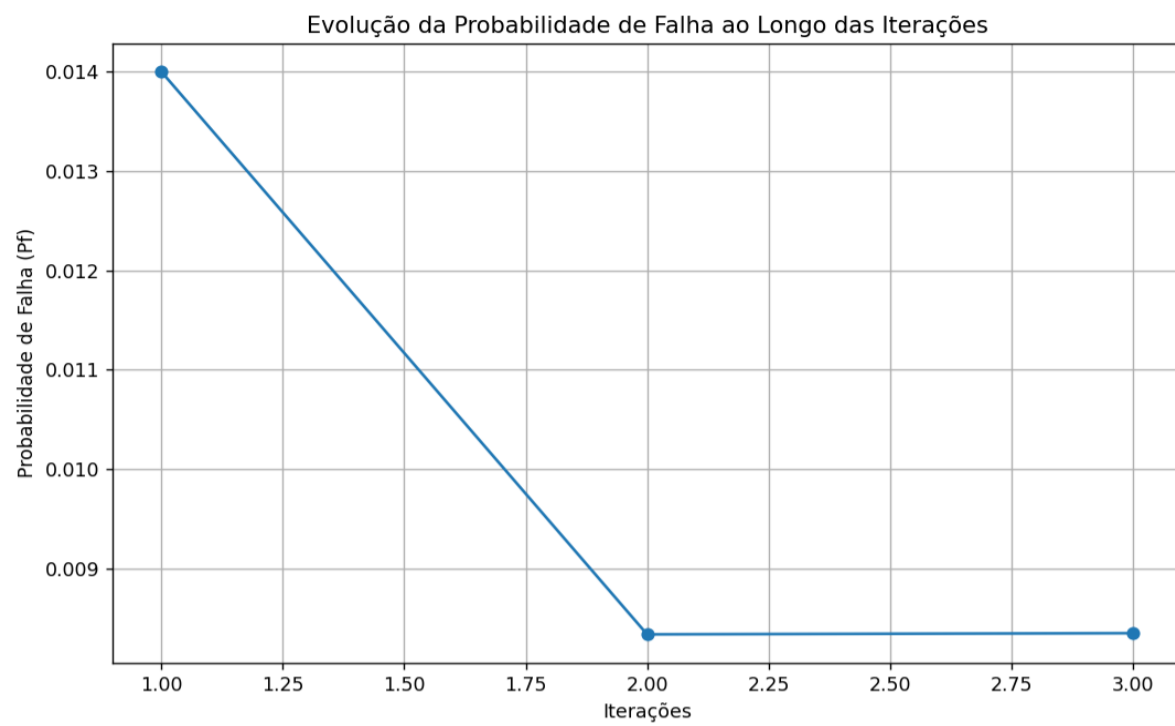


Figura A.6.3.1 - Probabilidade de falha em função das iterações para o modo de falha por estabilidade hidráulica (W=60 toneladas)

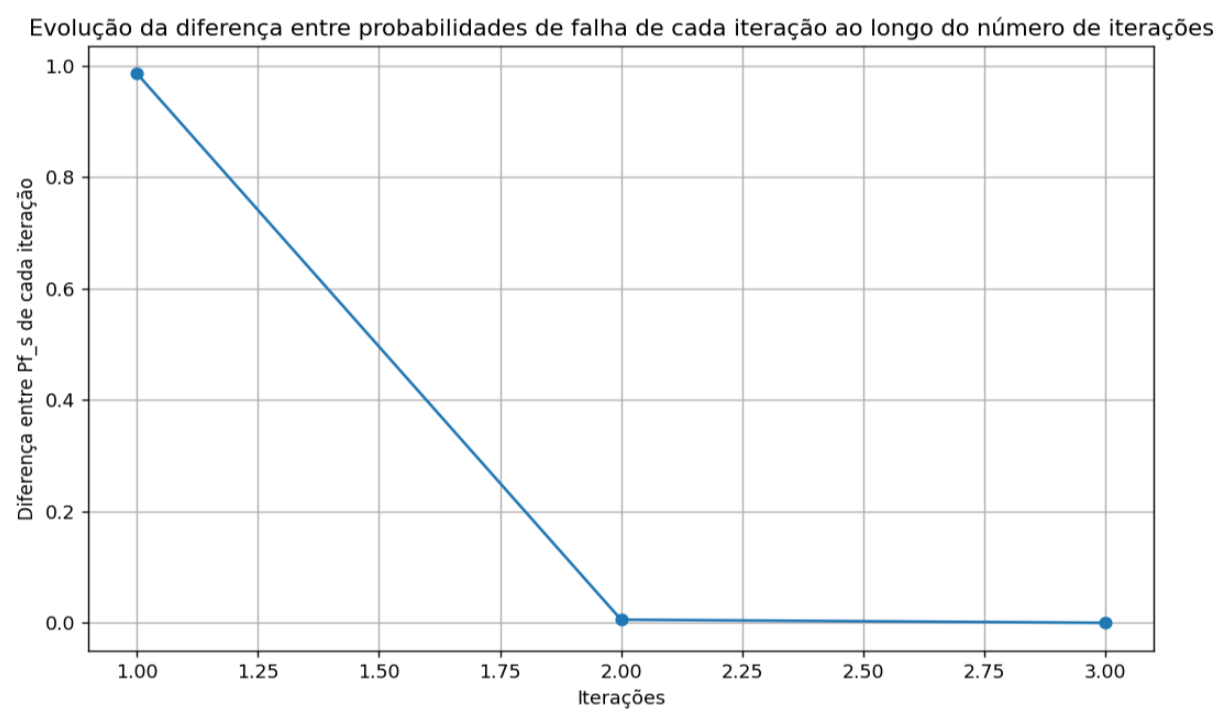


Figura A.6.3.2 - Diferença entre probabilidade de falha para cada iteração para o modo de falha por estabilidade hidráulica (W=60 toneladas)

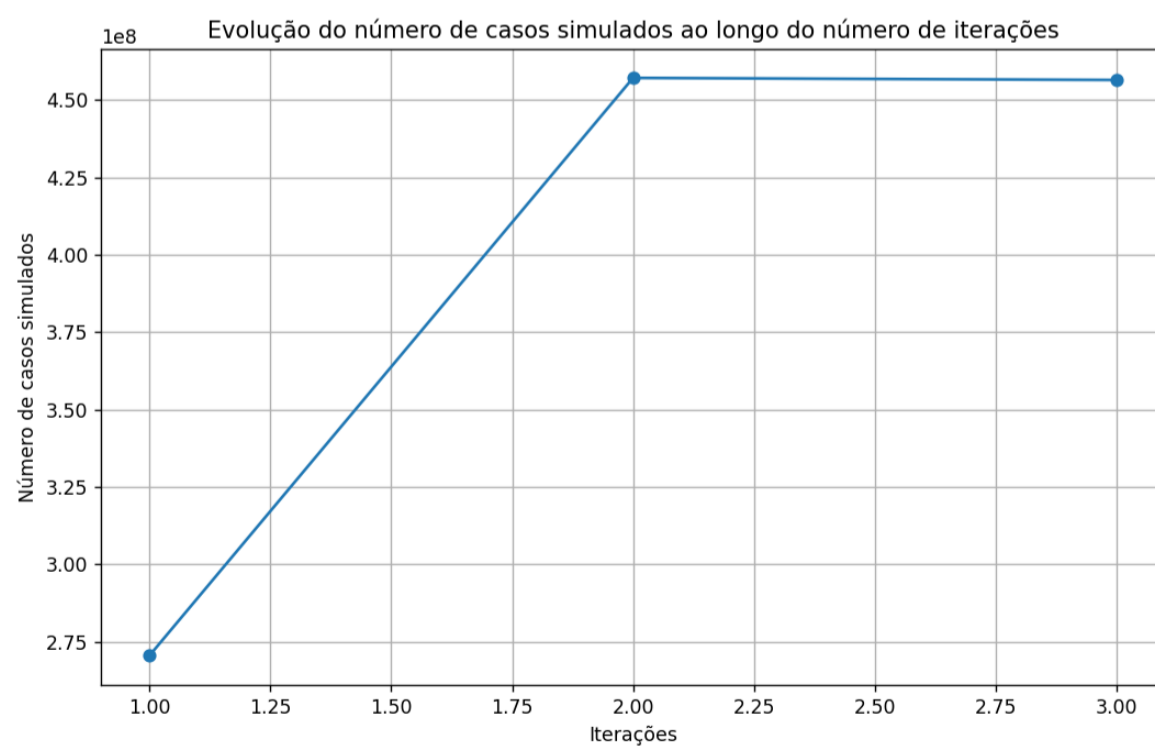


Figura A.6.3.3 - Nº casos simulados por iterações para o modo de falha por estabilidade hidráulica (W=60 toneladas)



<ano>

ANTÓNIO MOTA

UM TÍTULO DE TFSF IMPRESSIONANTE COM UMA MUDANÇA DE LINHA FOR-