

EXTENSÃO DO MODELO DE GALGAMENTOS DE HEDGES & REIS A ESTRUTURAS MARÍTIMAS VERTICAIS

Maria Teresa Reis¹, Samuel Neves¹, Terry Hedges², Maria da Graça Neves¹, Keming Hu³, Hajime Mase⁴

¹ *Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Portugal*

² *University of Liverpool, Reino Unido*

³ *Royal HaskoningDHV, Reino Unido*

⁴ *Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japão*

RESUMO

Esta comunicação analisa a aplicabilidade a estruturas marítimas verticais do modelo de galgamentos de Hedges & Reis (H&R), originalmente desenvolvido, calibrado e validado para estruturas em talude (Hedges & Reis, 1998, 2004; Reis *et al.*, 2008). Apresenta a comparação dos resultados deste modelo e de outras formulações empíricas (Pullen *et al.*, 2007; Goda, 2008) com os dados existentes na base de dados do projeto europeu CLASH para estruturas marítimas verticais. Este estudo enquadra-se na extensão da aplicabilidade do modelo a estruturas verticais (Reis *et al.*, 2013) e tem vindo a ser realizado por solicitação da Royal HaskoningDHV que, desde 1998, tem desenvolvido sistemas de previsão e alerta de inundações nas Ilhas Britânicas, utilizando este modelo (Lane *et al.*, 2008; Naysmith *et al.*, 2013). Os resultados da aplicabilidade a estruturas verticais do modelo H&R existente são bastante animadores, sugerindo que a sua calibração e validação para estruturas verticais possa originar melhores estimativas do galgamento.

1. INTRODUÇÃO

Desde 1998, a empresa de consultoria internacional Royal HaskoningDHV (RHDHV) tem vindo a desenvolver sistemas de previsão e alerta de inundações em Inglaterra, na Escócia e na República da Irlanda (Lane *et al.*, 2008; Naysmith *et al.*, 2013). Estes sistemas visam fornecer, atempadamente, alertas de inundação, de modo a salvaguardar famílias, habitações e negócios que possam estar em perigo.

No desenvolvimento de todos estes sistemas, a RHDHV tem analisado diversas metodologias para a previsão de galgamentos, tal como o modelo numérico AMAZON (Hu, 2000; Reis *et al.*, 2011), as formulações empíricas do manual da Agência do Ambiente do Reino Unido (Besley, 1999) e do manual EurOtop (Pullen *et al.*, 2007), e o modelo semi-empírico de Hedges & Reis (H&R), originalmente desenvolvido, calibrado e validado para estruturas em talude (Hedges & Reis, 1998, 2004; Reis *et al.*, 2008). Este último, especialmente desenvolvido para baixos caudais, provou ser o mais robusto e fiável, visto que o AMAZON não foi tão eficiente do ponto de vista computacional e as outras metodologias sobrestimaram significativamente os menores galgamentos, gerando falsos alertas e colocando em causa a fiabilidade dos sistemas.

Tendo a RHDHV considerado o modelo H&R adequado para utilização nos sistemas de alerta, recomendou a extensão do modelo a estruturas verticais (Reis *et al.*, 2013), que não tinham sido incluídas na sua calibração e validação iniciais. Para esse efeito, foi decidido recorrer à base de dados do projeto europeu CLASH (Van der Meer *et al.*, 2009), que é constituída por mais de 10000 ensaios, cada um descrito por 31 parâmetros. Nesta base de dados estão incluídos vários tipos de estruturas costeiras, tais como diques, quebra-mares de talude, quebra-mares de berma, estruturas verticais e combinações destas.

Esta comunicação analisa a aplicabilidade a estruturas verticais do modelo H&R existente, com o objetivo de verificar se é apropriada a sua utilização fora da gama de aplicabilidade original (estruturas em talude). A seguir a esta introdução, no ponto 2, descreve-se o desenvolvimento inicial do modelo H&R para estruturas em talude e as etapas que estão previstas para a sua extensão a estruturas verticais. No ponto 3 apresentam-se os critérios adotados na seleção do conjunto de dados extraídos da base de dados CLASH, bem como as características destes dados. No ponto 4 procede-se à validação do modelo original H&R para estruturas verticais por comparação com estes dados e com as formulações empíricas de Goda (2008) e de Pullen *et al.* (2007). A comunicação termina com a apresentação das principais conclusões do trabalho já realizado.

2. MODELO HEDGES & REIS (H&R)

2.1 Desenvolvimento Inicial - Estruturas em Talude

O modelo de galgamentos de Hedges e Reis (1998) é baseado na teoria de galgamentos para ondas regulares desenvolvida por Kikkawa *et al.* (1968). O modelo H&R foi desenvolvido para agitação irregular e pode ser representado através da seguinte expressão:

$$\begin{cases} q = A \sqrt{gR_{max}^3} \left[1 - \frac{R_c}{\gamma_f R_{max}} \right]^B & \text{para } 0 \leq \left[\frac{R_c}{\gamma_f R_{max}} \right] < 1 \\ q = 0 & \text{para } \left[\frac{R_c}{\gamma_f R_{max}} \right] \geq 1 \end{cases} \quad (1)$$

em que q é o caudal médio de galgamentos por unidade de comprimento do coroamento da estrutura, R_c é a altura daquele coroamento acima do nível de repouso, A e B são coeficientes empíricos, g é a aceleração da gravidade, γ_f é o coeficiente que tem em conta o efeito da rugosidade/permeabilidade do talude da estrutura, e R_{max} é o valor máximo observado dos espraamentos que ocorrem para uma dada tempestade, definindo-se espraimento como o nível máximo acima do nível de repouso atingido por uma onda num talude. Note-se que este modelo traduz a influência do espraimento no galgamento de uma estrutura. Embora a condição $R_c > \gamma_f R_{max}$ garanta a inexistência de galgamentos (excluindo borrifos), é necessário estimar o valor atingido por R_{max} durante uma tempestade, por não ser conhecido previamente. Na Fig. 1 é apresentado esquematicamente o modelo H&R.

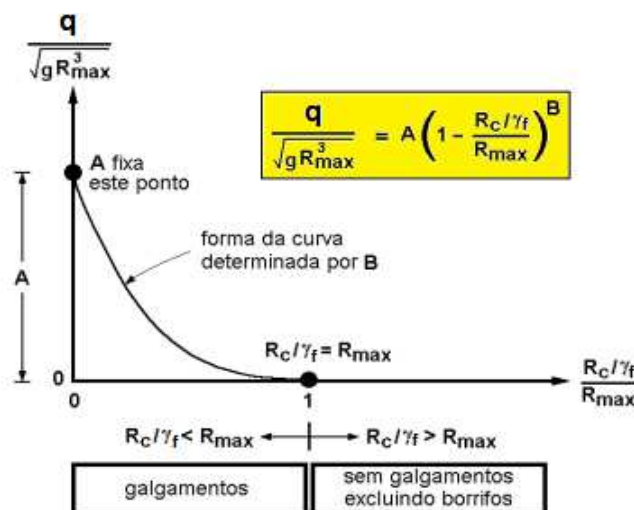


Figura 1 – Representação esquemática do modelo H&R (Hedges & Reis, 2004).

Para avaliar os coeficientes A e B na eq. (1), Hedges & Reis (1998) utilizaram os dados de Owen (1980) obtidos em ensaios com estruturas com taludes exteriores uniformes e lisos ($\gamma_f=1$) de 1:1, 1:2 e 1:4. Os galgamentos foram avaliados para registos de 100 ondas. Assim, neste caso, o valor mais provável de R_{max} para cada registo de 100 ondas, i.e. o valor modal da função densidade de probabilidade de R_{max} ou o valor não excedido em 37% dos casos considerando uma distribuição de Rayleigh para os espraiaamentos (Hogben, 1990), é dado por:

$$(R_{max})_{37\%,100} = 1.52R_s \quad (2)$$

onde R_s é o espraiaamento significativo, inicialmente estimado através das equações do manual de CIRIA/CUR (1991). De forma semelhante, o valor do máximo espraiaamento não excedido em 99% dos casos para registos de 100 ondas é expectável que seja:

$$(R_{max})_{99\%,100} = 2.15R_s \quad (3)$$

Mais recentemente, Mase *et al.* (2003) modificou e estendeu o modelo H&R com base em dados japoneses de espraiaamento e galgamento. Os novos dados, aqui designados por dados de Kansai, cobrem estruturas com declives até 1:20. Em vez de utilizar as expressões do manual de CIRIA/CUR (1991) para estimar R_s , Mase *et al.* (2003) utilizou a versão modificada da equação de Hunt que incorporava a sobrelevação do nível de água devido às ondas, obtendo as seguintes equações:

$$R_s / H_s = \begin{cases} 0.25 + 1.10\xi_p & \text{para } 0 < \xi_p \leq 2.2 \\ 3.00 - 0.15\xi_p & \text{para } 2.2 < \xi_p \leq 9.0 \\ 1.65 & \text{para } 9.0 < \xi_p \end{cases} \quad (4)$$

onde H_s é a altura significativa da onda incidente, ξ_p é o número de Iribarren baseado em T_p (período correspondente ao pico do espectro da onda incidente), i.e. $\xi_p = \tan\alpha / \sqrt{H_s / L_{op}}$, em que α é o ângulo do talude exterior da estrutura com a horizontal, L_{op} é o comprimento de onda em águas profundas associado ao pico do espectro da onda incidente e calculado, segundo a teoria linear da onda, por $L_{op} = gT_p^2 / 2\pi$. A definição de onde as ondas incidentes devem ser especificadas é apresentada na secção 2.2.

Combinando as eqs. (2) e (4), resultam as eqs. (5).

$$(R_{max})_{37\%,100} / H_s = \begin{cases} 0.38 + 1.67\xi_p & \text{para } 0 < \xi_p \leq 2.2 \\ 4.56 - 0.23\xi_p & \text{para } 2.2 < \xi_p \leq 9.0 \\ 2.51 & \text{para } 9.0 < \xi_p \end{cases} \quad (5)$$

Combinando as eqs. (3) e (4), obtêm-se as eqs. (6).

$$(R_{max})_{99\%,100} / H_s = \begin{cases} 0.54 + 2.37\xi_p & \text{para } 0 < \xi_p \leq 2.2 \\ 6.45 - 0.32\xi_p & \text{para } 2.2 < \xi_p \leq 9.0 \\ 3.55 & \text{para } 9.0 < \xi_p \end{cases} \quad (6)$$

Para além do mais, se a distribuição de Rayleigh for aplicável aos espraiaamentos, então:

$$(R_{max})_{37\%,100} = R_{1\%} \quad (7)$$

em que $R_{n\%}$ representa o valor excedido por n% de todos os espraiaamentos.

Um valor como $(R_{max})_{37\%,100}$ permite estimar a folga necessária para a inexistência de galgamentos. Esta estimativa deve, no entanto, garantir que qualquer galgamento que ocorra possa ser considerado desprezável. Relativamente a este assunto, vale a pena referir que as estruturas de proteção marítima na Europa continental eram, muitas vezes, dimensionadas com uma folga igual a $R_{2\%}$. Segundo a distribuição de Rayleigh, $(R_{max})_{37\%,100}$ é aproximadamente 8.5% superior a $R_{2\%}$. É igualmente interessante referir que se $(R_{max})_{37\%,100}$ é uma estimativa satisfatória

de R_{\max} , então não deviam existir quaisquer sinais de galgamentos de proteções marginais de talude que tenham $R_c > 4.1H_s$, independentemente do talude exterior ou da declividade da onda incidente, uma vez que, segundo as eqs. (5), $(R_{\max})_{37\%,100} = 4.1H_s$ (aproximadamente) é o valor máximo. Efetivamente, Van der Meer & Janssen (1995) não registaram qualquer galgamento nos casos em que $R_c > 4.1H_s$. Apesar disso, numa aproximação mais conservadora, os projetistas podem querer estimar R_{\max} através de $(R_{\max})_{99\%,100}$ ($= (R_{\max})_{37\%,10000} = R_{0.01\%}$). Esta opção considera a possibilidade de existência de galgamentos, para certas combinações de talude exterior e declividade da onda, sempre que $R_c < 5.8H_s$ (aproximadamente). Tanto o modelo de Owen (1980) como o de Van der Meer & Janssen (1995), por serem modelos exponenciais, preveem alguns galgamentos, para todos os valores possíveis de R_c , independentemente de quão pequenas forem as ondas.

A reanálise dos dados de Owen e Kansai levou à atualização dos valores dos coeficientes A e B nas eqs. (1). A nova análise também forneceu coeficientes para os taludes menos inclinados contemplados nos dados de Kansai (com declives até 1:20). Para $(R_{\max})_{37\%,100}$ (eqs. 5), os valores de A e B passam a ser descritos pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} A &= \begin{cases} 0.0033 + 0.0025 \cot \alpha & \text{para } 1 \leq \cot \alpha \leq 12 \\ 0.0333 & \text{para } 12 < \cot \alpha \leq 20 \end{cases} \\ B &= \begin{cases} 2.8 + 0.65 \cot \alpha & \text{para } 1 \leq \cot \alpha \leq 8 \\ 10.2 - 0.275 \cot \alpha & \text{para } 8 < \cot \alpha \leq 20 \end{cases} \end{aligned} \quad (8)$$

De forma semelhante, para $(R_{\max})_{99\%,100}$ (eqs. 6), os valores de A e B são:

$$\begin{aligned} A &= \begin{cases} 0.0016 + 0.002 \cot \alpha & \text{para } 1 \leq \cot \alpha \leq 10 \\ 0.0216 & \text{para } 10 < \cot \alpha \leq 20 \end{cases} \\ B &= \begin{cases} 5.34 + 1.15 \cot \alpha & \text{para } 1 \leq \cot \alpha \leq 7 \\ 16.61 - 0.46 \cot \alpha & \text{para } 7 < \cot \alpha \leq 20 \end{cases} \end{aligned} \quad (9)$$

As eqs. (8) e (9) foram posteriormente validadas através de dois conjuntos de dados: os dados de Hawkes *et al.* (1998) para estruturas marítimas com taludes uniformes de 1:2 e 1:4; e os dados do projeto SHADOW (Bay *et al.*, 2004) para grandes galgamentos em estruturas com taludes de 1:2, 1:10 e 1:15. Na Tabela 1 são apresentados os intervalos de condições contempladas nos ensaios de calibração e validação anteriormente efetuados. De notar que h representa a profundidade no pé da estrutura.

Tabela 1 – Intervalos de condições contempladas nos ensaios de calibração e validação do modelo H&R (Reis *et al.*, 2008).

Talude da Estrutura	Limites	Ensaio	ξ_p	R_o/H_s	h/H_s
1:1	Min	calibração	4.71	0.57	1.65
	Máx		6.20	2.40	5.06
1:1.333	Min	calibração	3.69	0.06	3.88
	Máx		8.25	2.24	21.30
1:2	Min	calibração	2.35	0.57	1.69
	Máx		3.13	2.60	5.19
	Min	validação	2.12	0.85	0.93
	Máx		6.52	7.65	26.31
1:3	Min	calibração	1.64	0.06	3.88
	Máx		3.67	2.24	21.30
1:4	Min	calibração	1.19	0.58	1.65
	Máx		1.55	2.42	5.13
	Min	validação	1.13	0.86	0.95
	Máx		2.38	2.86	4.29
1:5	Min	calibração	0.98	0.06	3.88
	Máx		2.20	2.24	21.30
1:7	Min	calibração	0.70	0.06	3.45
	Máx		1.57	2.24	21.30
1:10	Min	calibração	0.55	0.16	3.45
	Máx		0.78	1.00	15.50
	Min	validação	0.51	0.69	2.80
	Máx		2.55	6.29	14.80
1:15	Min	calibração	0.32	0.06	3.88
	Máx		0.73	2.24	21.30
	Min	validação	0.34	0.52	2.93
	Máx		1.71	4.63	14.79
1:20	Min	calibração	0.22	0.13	2.76
	Máx		0.38	0.75	15.51

2.2 Onde devem as ondas incidentes ser especificadas?

Claramente, na aplicação dos modelos de galgamento, é importante ter em conta o local onde devem ser definidas as condições de agitação incidente. Os locais mais comuns são: ao largo, no pé do talude em frente à estrutura (*foreshore*) (Owen, 1982; Hedges & Reis, 1998, 2004) e no pé da estrutura (Pullen *et al.*, 2007).

As condições de agitação são iguais nos três locais referidos anteriormente se o pé da estrutura estiver situado em águas profundas.

Se as condições de agitação são especificadas ao largo ou no pé do talude em frente à estrutura (*foreshore*), então o *foreshore* e a estrutura marítima devem ser considerados como uma única entidade no cálculo do galgamento. Por outro lado, se as condições de agitação são especificadas no pé da estrutura, é importante ter em conta a influência da rebentação das ondas no *foreshore*, particularmente porque a rebentação induz uma sobrelevação do nível de água junto da estrutura. A rebentação torna-se relevante quando a relação entre a profundidade no pé da estrutura, h , e a altura significativa da onda incidente, H_s , é menor que 3, aproximadamente.

Finalmente, é de referir que os dados de Owen e de Kansai, usados na calibração do modelo H&R, relacionavam caudais de galgamento com as condições de agitação no pé de um talude em frente à estrutura (*foreshore*) que se estendia uniformemente até profundidades não afetadas pela rebentação. As profundidades relativas no pé das estruturas ensaiadas estavam contidas no intervalo $1.65 < h/H_s < 21.30$ (Tabela 1). Consequentemente, a utilização do modelo H&R está atualmente limitada à especificação das condições de agitação no pé do talude em frente à estrutura (*foreshore*) dentro da gama de profundidades relativas, h/H_s , referida anteriormente.

2.3 Extensão para Estruturas Verticais

A extensão do modelo H&R para estruturas verticais foi planeada de modo a englobar:

1. Uma revisão minuciosa dos dados referentes a estruturas verticais (e a outros taludes muito inclinados) contidos na base de dados CLASH (Van der Meer *et al.*, 2009) de maneira a verificar se:
 - 1.1 O modelo H&R necessita de calibração adicional;
 - 1.2 Existem dados suficientes quer para a sua calibração, quer para a sua validação.
2. Uma reflexão sobre a consideração de quaisquer outras condições de agitação e/ou geometrias adicionais, para além das contempladas na base de dados CLASH, que eventualmente necessitem de ser testadas.
3. A modelação composta (numérica e física) das condições de agitação e geometrias adicionais.
4. A calibração final do modelo H&R.

Os seguintes pontos desta comunicação descrevem o trabalho realizado no âmbito da alínea 1.1 acima referida e os resultados correspondentes.

3. UTILIZAÇÃO DA BASE DE DADOS CLASH

3.1 Seleção do Conjunto de Dados

Como foi referido anteriormente, a base de dados CLASH inclui conjuntos de dados relativos a vários tipos de estruturas marítimas. Os conjuntos de dados extraídos neste trabalho referem-se a estruturas marítimas verticais, impermeáveis e lisas. Foram excluídos os ensaios que envolviam estruturas com banquetas de pé de talude, bermas, defletores de onda e largos coroamentos, bem como ensaios com agitação incidente oblíqua. Os dados referentes a galgamentos nulos foram incluídos na seleção realizada.

A extração originou 602 resultados de galgamento provenientes de 9 conjuntos de dados, todos eles obtidos a partir de ensaios realizados a pequenas escalas. A Tabela 2 apresenta a designação do conjunto de dados e, para cada conjunto, o número de testes e as gamas que foram consideradas para alguns parâmetros hidráulicos e geométricos. Nesta tabela, $T_{m-1,0 \text{ deep}}$ representa o período médio espectral em grandes profundidades (junto ao gerador de ondas) obtido a partir dos momentos de ordens 0 e -1 do espectro (m_0 e m_{-1}); $T_{p \text{ deep}}$ corresponde ao período de pico espectral em grandes profundidades; $T_{p \text{ toe}}$ é o período de pico espectral no pé da estrutura; $H_{m_0 \text{ deep}}$ é a altura da onda significativa em grandes profundidades obtida por análise espectral; $H_{m_0 \text{ toe}}$ corresponde à altura da onda significativa no pé da estrutura obtida por análise espectral; $m = \cot\theta$ é a cotangente do ângulo do talude em frente à estrutura (*foreshore*), onde $m=1000$ representa um ensaio num canal sem talude em frente à estrutura (sem *foreshore*); h_{deep} é a profundidade junto ao gerador de ondas; como referido anteriormente, h corresponde à profundidade no pé da estrutura; e R_c representa a cota de coroamento da estrutura.

Tabela 2 – Características dos dados extraídos da base de dados CLASH.

Conjunto de dados		028	106	107	224	225	351	402	502	802
Número de Testes		173	30	56	35	18	2	32	47	209
$T_{m-1,0\text{ deep}}$ (s)	Min	1.102	0.972	1.070	1.291	1.273	1.311	0.690	0.965	1.613
	Máx	2.313	1.962	7.500	3.000	2.373	1.695	1.069	1.517	2.656
$T_{p\text{ deep}}$ (s)	Min	1.212	1.069	1.020	1.420	1.400	1.442	0.759	1.045	1.774
	Máx	2.544	2.158	5.114	3.300	2.610	1.864	1.176	1.707	2.922
$T_{p\text{ toe}}$ (s)	Min	1.222	1.069	1.020	1.420	1.419	1.442	0.759	1.045	0.000
	Máx	2.607	2.158	5.114	3.300	2.637	1.864	1.176	1.707	2.971
$H_{mo\text{ deep}}$ (m)	Min	0.050	0.054	0.047	0.125	0.114	0.084	0.030	0.050	0.051
	Máx	0.210	0.262	0.247	0.201	0.194	0.115	0.091	0.148	0.179
$H_{mo\text{ toe}}$ (m)	Min	0.030	0.054	0.047	0.119	0.114	0.084	0.030	0.031	0.000
	Máx	0.166	0.262	0.247	0.197	0.173	0.115	0.091	0.099	0.168
$m=\cot\theta$	(-)	10, 30, 100	1000	1000	50	20	1000	1000	10, 50	10, 30
h_{deep} (m)	Min	0.700	0.700	0.600	0.670	0.567	0.276	0.700	0.700	0.580
	Máx	0.700	0.775	0.800	0.970	0.809	0.286	0.700	0.700	0.580
h (m)	Min	0.050	0.700	0.600	0.200	0.167	0.276	0.700	0.090	-0.100
	Máx	0.200	0.775	0.800	0.500	0.409	0.286	0.700	0.247	0.225
R_c (m)	Min	0.035	0.025	0.000	0.130	0.165	0.117	0.070	0.085	0.065
	Máx	0.200	0.200	0.200	0.400	0.400	0.127	0.150	0.150	0.264

3.2 Condições de Agitação

Como foi referido anteriormente, a utilização do modelo H&R requer que sejam especificadas as condições de agitação no pé do talude em frente à estrutura (*foreshore*). No entanto, as condições de agitação previstas na base de dados CLASH são especificadas apenas em grandes profundidades (junto ao gerador de ondas) e no pé da estrutura. Para os 9 conjuntos de dados extraídos da base de dados CLASH, as condições de agitação na base de dados foram obtidas através de medições (“Med”) ou calculadas *a posteriori* (“Calc”), como se indica na Tabela 3.

Tabela 3 – Determinação das condições de agitação extraídas da base de dados CLASH.

Conjunto de Dados	Número de Testes	$m = \cot\theta$	$H_{mo\text{ deep}}$ (m)	$T_{p\text{ deep}}$ (s)	$T_{m\text{ deep}}$ (s)	$T_{m-1,0\text{ deep}}$ (s)	$H_{mo\text{ toe}}$ (m)	$T_{p\text{ toe}}$ (s)	$T_{m\text{ toe}}$ (s)	$T_{m-1,0\text{ toe}}$ (s)
028	173	10, 30, 100	Med	Calc	Med	Calc	Calc	Calc	Calc	Calc
106	30	1000	Calc (iguais às condições no pé da estrutura)				Med	Med	Med	Med
107	56	1000	Calc (iguais às condições no pé da estrutura)				Med	Med	Med	Med
224	35	50	Med	Med	Calc	Calc	Med	Med	Calc	Calc
225	18	20	Med	Med	Calc	Calc	Calc	Calc	Calc	Calc
351	2	1000	Calc (iguais às condições no pé da estrutura)				Med	Med	Calc	Calc
402	32	1000	Med	Calc	Med	Calc	Med	Calc	Med	Calc
502	47	10,50	Med	Med	Med	Med	Med	Med	Med	Med
802	209	10, 30	Med	Calc	Calc	Calc	Calc	Calc	Calc	Calc

Nesta tabela, $T_{m\text{ deep}}$ e $T_{m\text{ toe}}$ são os períodos médios obtidos por análise espectral (a partir dos momentos de ordens 0 e 2 do espectro, m_0 e m_2 ; $\sqrt{m_0 / m_2}$) ou por análise no domínio do tempo em grandes profundidades e no pé da estrutura, respetivamente; $T_{m-1,0\text{ toe}}$ é o período médio no pé da estrutura obtido a partir dos momentos de ordens 0 e -1 do espectro (m_0 e m_{-1} ; m_{-1}/m_0).

Os detalhes das metodologias utilizadas para calcular os parâmetros indicados na Tabela 3 com “Calc” são apresentados em Van der Meer *et al.* (2009). Como referido por estes autores, se as características das ondas foram unicamente medidas no pé da estrutura e não em grandes profundidades, então, no caso de águas relativamente profundas no pé da estrutura, foi assumido que as características das ondas em águas profundas são iguais às do pé da estrutura. Neste caso, também é razoavelmente adequado assumir que as características das ondas no pé de qualquer talude em frente à estrutura (*foreshore*) seriam iguais aos valores assumidos no pé da estrutura e em grandes profundidades. Obviamente, se não existir o talude em frente à estrutura ($m=1000$ na base de dados CLASH), então pode-se considerar que as condições de agitação são iguais nos três locais considerados. Na base de dados, por forma a determinar o período de pico, foi utilizada a expressão que relaciona o período médio espectral $T_{m-1,0}$ com o período referido anteriormente, T_p , para espectros unimodais: $T_{m-1,0} = T_p/1.1$. Também foi considerado que $T_p = 1.2T_m$.

Neste estudo, foi assumido que as condições de agitação no pé do talude em frente à estrutura (*foreshore*) não são muito diferentes das existentes em grandes profundidades (junto ao gerador de ondas). A transformação das ondas entre a zona de grandes profundidades e o pé da estrutura foi verificada no que diz respeito à rebentação e ao empolamento: i) se $h/H_{mo\ deep} > 3$, não é esperada rebentação significativa (Hedges & Reis, 2004); e ii) se $h/L_{op\ deep} > 0.05$, não é esperada alteração substancial da altura de onda significativa devido ao empolamento (Goda, 2000). Se se verificam estas condições junto da estrutura, então tais condições também devem existir no pé do talude em frente à estrutura (*foreshore*).

Na Tabela 4 são apresentadas as gamas de valores de $h/H_{mo\ deep}$ e $h/L_{op\ deep}$ para os 9 conjuntos de dados considerados. Uma vez que os dados de calibração de Owen e de Kansai foram ambos utilizados com $h/H_s < 1.65$ no desenvolvimento do modelo original de H&R (Tabela 1), a condição $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ foi também considerada na análise realizada. Como consequência, neste estudo, os dados extraídos da base de dados CLASH foram divididos de acordo com as seguintes condições:

- Condição I: $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$;
- Condição II: $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$;
- Condição III: $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$;
- Condição IV: $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$.

Tabela 4 – Intervalo de valores de $h/H_{mo\ deep}$ e de $h/L_{op\ deep}$ extraídos da base de dados CLASH.

Conjunto de Dados		028	106	107	224	225	351	402	502	802
$h/H_{mo\ deep}$ (-)	Min	0.357	2.703	2.490	1.005	1.006	2.482	7.692	0.809	-0.752
	Máx	3.725	14.352	17.021	3.023	3.103	3.266	23.333	3.285	2.941
$h/L_{op\ deep}$ (-)	Min	0.005	0.107	0.018	0.015	0.019	0.053	0.324	0.021	-0.020
	Máx	0.087	0.434	0.462	0.124	0.123	0.085	0.778	0.145	0.046

4. VALIDAÇÃO DO MODELO H&R PARA ESTRUTURAS VERTICAIS

4.1 Comparação com o Conjunto de Dados CLASH

Em Reis *et al.* (2013) apresentam-se todas as figuras comparativas dos valores médios de galgamento para os conjuntos de dados extraídos da base de dados CLASH, q_{CLASH} , com os valores estimados pelo modelo H&R, $q_{H\&R}$, através de extrapolação das fórmulas dos coeficientes A e B (eqs. (8) e (9)) fora do seu estrito intervalo de aplicabilidade, considerando $\cot\alpha=0$ (para estruturas verticais). Neste artigo apresentam-se apenas as figuras referentes a $q_{H\&R(37\%,100)}$, que resulta da aplicação das eqs. (5) e (8) com a eq. (1) (Figs. 2 a 5). Nas Figs. 6 a 9 são comparados os mesmos parâmetros referidos anteriormente, mas considerando agora $\cot\alpha=1$. A consideração adicional de $\cot\alpha=1$ deve-se ao facto de este ser o menor valor de $\cot\alpha$ (mais próximo de estrutura vertical) para o qual o modelo H&R já foi calibrado e validado. Além disso,

este é o valor de $\cot\alpha$ que tem sido utilizado pela RHDHV nos cálculos de galgamento efetuados no âmbito dos sistemas de alerta desenvolvidos por esta empresa.

As figuras apresentadas à esquerda, com escala logarítmica, mostram a maioria dos dados, mas não conseguem apresentar, no entanto, os galgamentos nulos. As figuras apresentadas à direita, mostram os dados para pequenos galgamentos, utilizando escala linear. Os 9 conjuntos de dados extraídos da base de dados CLASH estão identificados com diferentes cores e simbologias.

A Fig. 2, relativa à Condição I, mostra que o modelo H&R, com os valores extrapolados dos coeficientes A e B para $\cot\alpha=0$, subestima os grandes galgamentos, com um fator de cerca de 4, mas na gama dos pequenos galgamentos, o modelo é razoavelmente preciso. A Fig. 6, referente à Condição I mas usando $\cot\alpha=1$, mostra que o modelo subestima menos os grandes galgamentos, mas sobrestima os pequenos galgamentos.

Para a Condição II, com $\cot\alpha=0$ (Fig. 3), o modelo subestima menos os grandes galgamentos que na Condição I, mas a dispersão de dados é relativamente maior. Com $\cot\alpha=1$ (Fig. 7), o modelo sobrestima os pequenos e os grandes galgamentos.

Para a Condição III resultaram poucos dados para análise, no entanto, pode verificar-se que para os resultados obtidos, tanto para $\cot\alpha=0$ (Fig. 4) como para $\cot\alpha=1$ (Fig. 8), existe um bom ajuste do modelo aos dados.

Os resultados para a Condição IV com $\cot\alpha=0$ (Fig. 5) são geralmente insatisfatórios, o que não é de admirar, visto que a relação $h/L_{op\ deep} < 0.05$ implica a possibilidade de ocorrerem alterações substanciais da altura de onda significativa devido ao empolamento entre a zona de grandes profundidades e o pé do talude em frente à estrutura (*foreshore*). Neste caso, os resultados para $\cot\alpha=1$ são mais satisfatórios (Fig. 9).

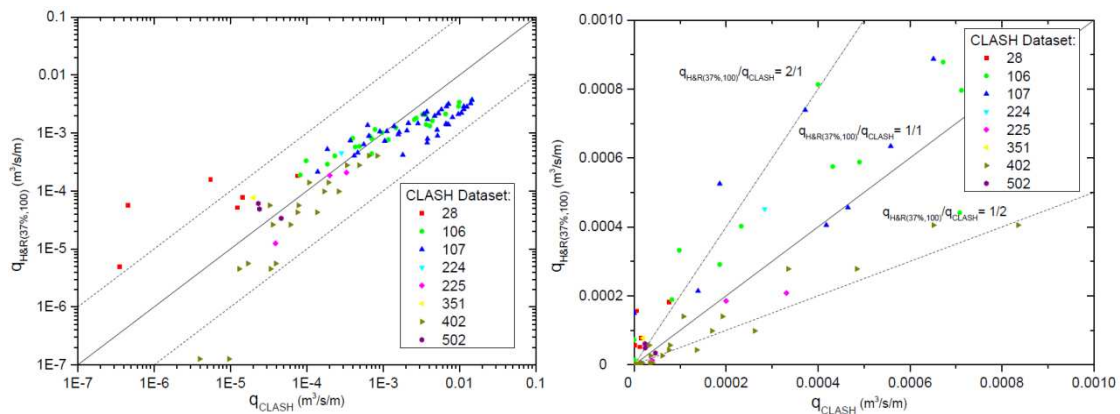


Figura 2 – Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição I e $\cot\alpha=0$).

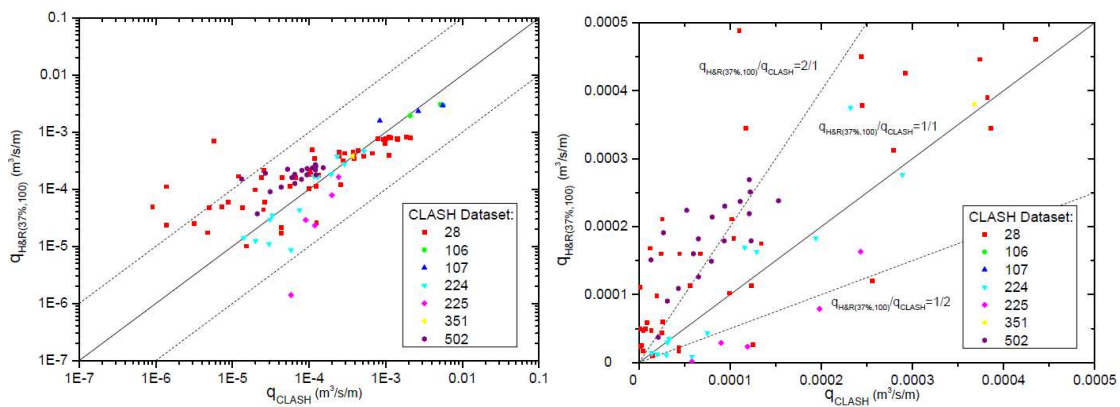


Figura 3 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição II e $\cot\alpha=0$).

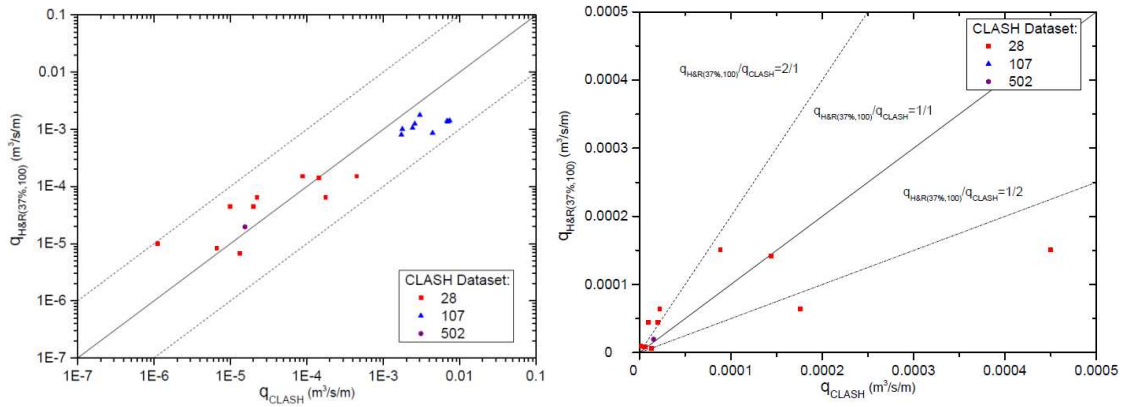


Figura 4 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$ (Condição III e $\cot\alpha=0$).

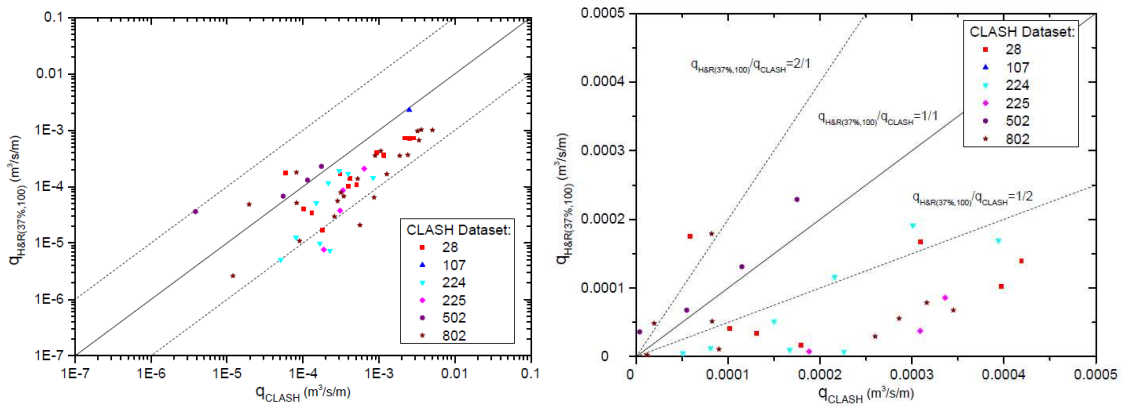


Figura 5 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$ (Condição IV e $\cot\alpha=0$).

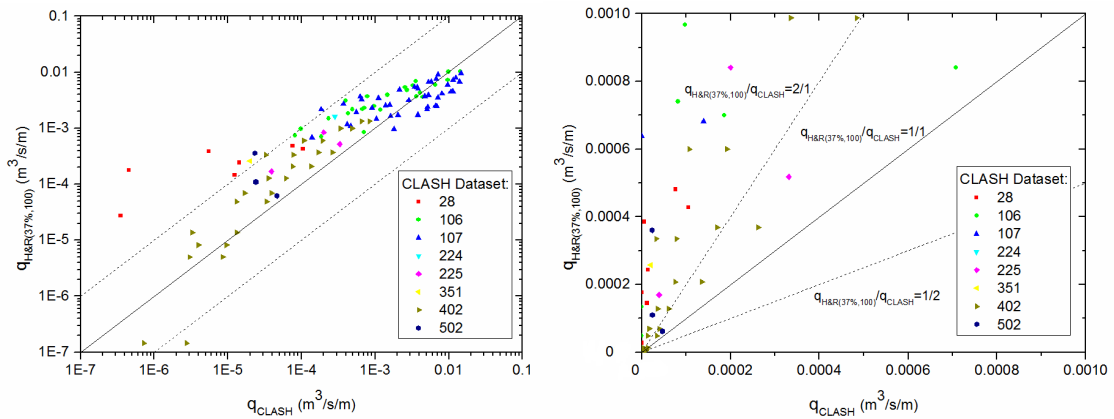


Figura 6 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição I e $\cot\alpha=1$).

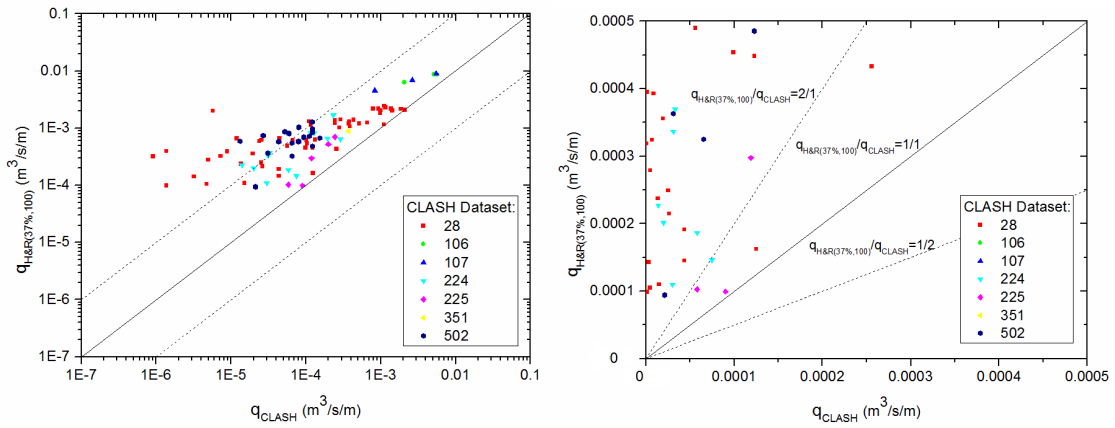


Figura 7 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição II e $\cot\alpha=1$).

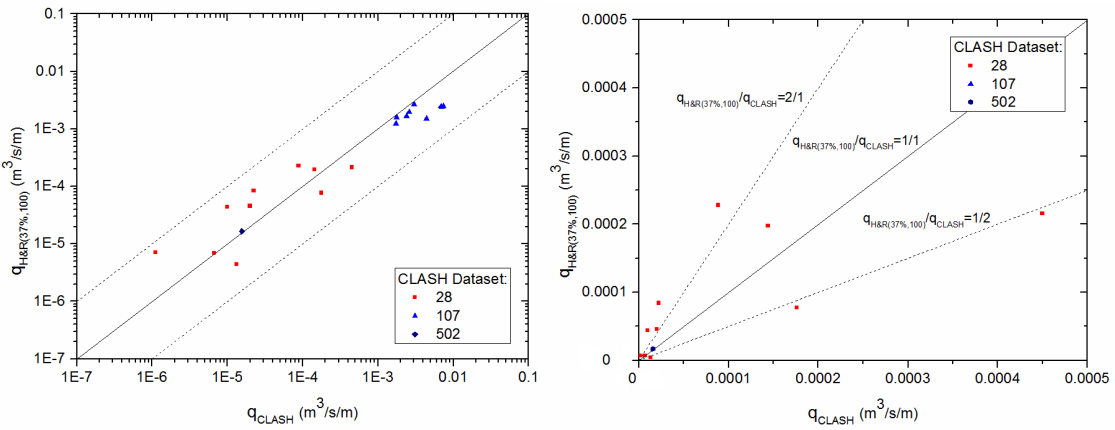


Figura 8 – Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$ (Condição III e $\cot\alpha=1$).

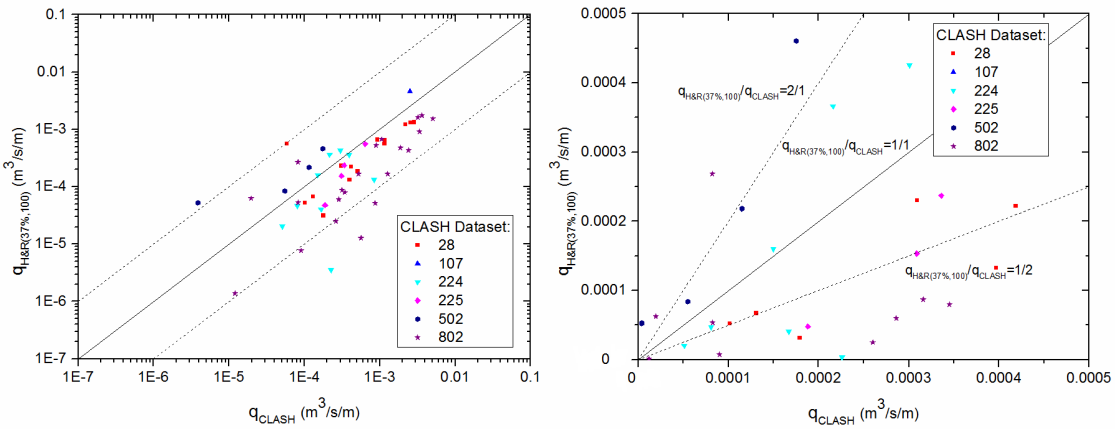


Figura 9 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{H\&R(37\%,100)}$ para $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$ (Condição IV e $\cot\alpha=1$).

4.2 Comparação com Outras Formulações Existentes

4.2.1 Formulação de Goda (2008)

O modelo de galgamento definido por Goda (2008) para estruturas marítimas verticais apresenta uma forma exponencial:

$$q = \sqrt{gH_{s\text{toe}}^3} \exp \left[- \left(A + B \frac{R_c}{H_{s\text{toe}}} \right) \right] \quad (10)$$

onde $H_{s\text{toe}}$ é a altura da onda significativa no pé da estrutura obtida por análise espectral ou no domínio do tempo e A e B são coeficientes empíricos determinados da seguinte forma:

$$A = A_0 \tanh \left[(0.956 + 4.44 \tan \theta) \times \left(h / H_{s\text{toe}} + 1.242 - 2.032 \tan^{0.25} \theta \right) \right] \quad (11)$$

$$B = B_0 \tanh \left[(0.822 + 2.22 \tan \theta) \times \left(h / H_{s\text{toe}} + 0.578 - 2.22 \tan \theta \right) \right] \quad (12)$$

onde $A_0=3.4$ e $B_0=2.3$.

Para determinar $H_{s\text{toe}}$, Goda (2008) sugere a utilização da metodologia apresentada em Goda (2000) que calcula H_s em qualquer profundidade a partir das condições de agitação em águas profundas:

$$H_{s\text{toe}} = \begin{cases} k_s H_0' & \text{para } h/L_{\text{op deep}} \geq 0.2 \\ \min \{ (\beta_0 H_0' + \beta_1 h); \beta_{\text{max}} H_0'; k_s H_0' \} & \text{para } h/L_{\text{op deep}} < 0.2 \end{cases} \quad (13)$$

onde K_s é o coeficiente de empolamento, H_0' é a altura equivalente da onda significativa em águas profundas, $L_{\text{op deep}}$ é o comprimento de onda em águas profundas calculado com o período $T_{1/3 \text{ deep}}$ (calculado através da seguinte relação: $T_p=1.05T_{1/3}$) e β_0 , β_1 e β_{max} são coeficientes empíricos determinados da seguinte forma:

$$\beta_0 = 0.028 \left(\frac{H_0'}{L_{\text{op deep}}} \right)^{-0.38} \exp \left[20 \tan^{1.5} \theta \right]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp \left[4.2 \tan \theta \right] \quad (14)$$

$$\beta_{\text{max}} = \max \left\{ 0.92; 0.32 \left(\frac{H_0'}{L_{\text{op deep}}} \right)^{-0.29} \exp \left[2.4 \tan \theta \right] \right\}$$

Neste trabalho são comparados os valores médios de galgamento para os conjuntos de dados extraídos da base de dados CLASH, q_{CLASH} , com os galgamentos estimados pelo modelo de (Goda, 2008) para os casos considerados, q_{Goda} . Tal como para o modelo H&R, os resultados são apresentados para as quatro condições referidas no ponto 3.2. $H_{s\text{toe}}$ a utilizar na eq. (10) foi determinada de três formas distintas:

- 1) Foi considerada igual à altura de onda incidente no pé da estrutura, $H_{\text{mo toe}}$, existente na base de dados CLASH, originando $q_{\text{Goda}(H_{\text{mo toe}})}$;
- 2) Foi determinada através da formulação de (Goda, 2010) a partir das condições de agitação em águas profundas (constantes na base de dados CLASH) e usando $T_{1/3 \text{ deep}}$, originando $q_{\text{Goda}(H_{s\text{toe}}, T_{1/3 \text{ deep}})}$;
- 3) Foi determinada através da formulação de (Goda, 2010) a partir das condições de agitação em águas profundas (constantes na base de dados CLASH) e usando $T_{m-1,0 \text{ deep}}$, originando $q_{\text{Goda}(H_{s\text{toe}}, T_{m-1,0 \text{ deep}})}$.

Em geral, os resultados obtidos com as três formas de determinar $H_{s\text{toe}}$ apresentam diferenças reduzidas nos caudais médios galgados. Neste trabalho apenas se apresentam, a título ilustrativo, os resultados para $q_{\text{Goda}(H_{s\text{toe}}, T_{1/3 \text{ deep}})}$ (Figs. 10 a 13). Apesar da formulação de Goda (2008) já ter sido calibrada com os dados CLASH para estruturas verticais, não apresenta uma diferença muito significativa em termos de ajuste aos dados CLASH, relativamente ao modelo H&R (ainda não calibrado para estruturas verticais).

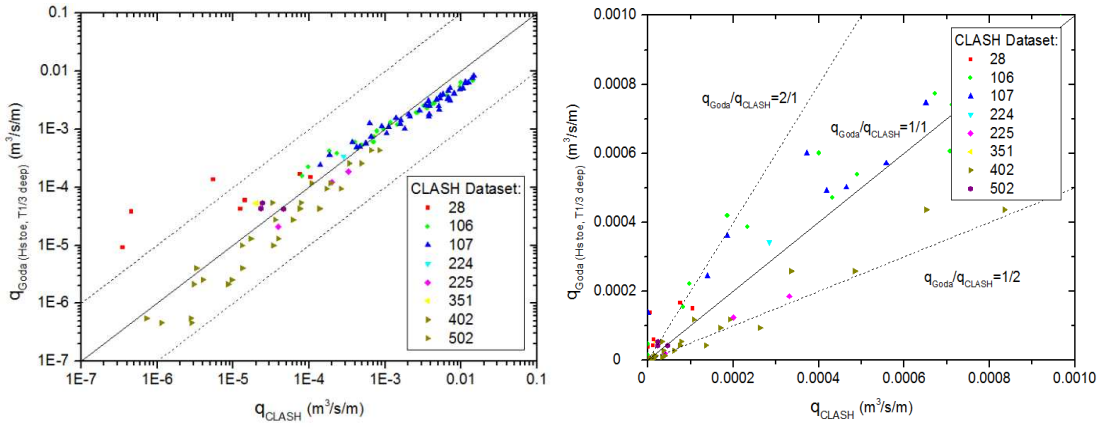


Figura 10 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{Goda(Hs\ toe, T_{1/3\ deep})}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição I).

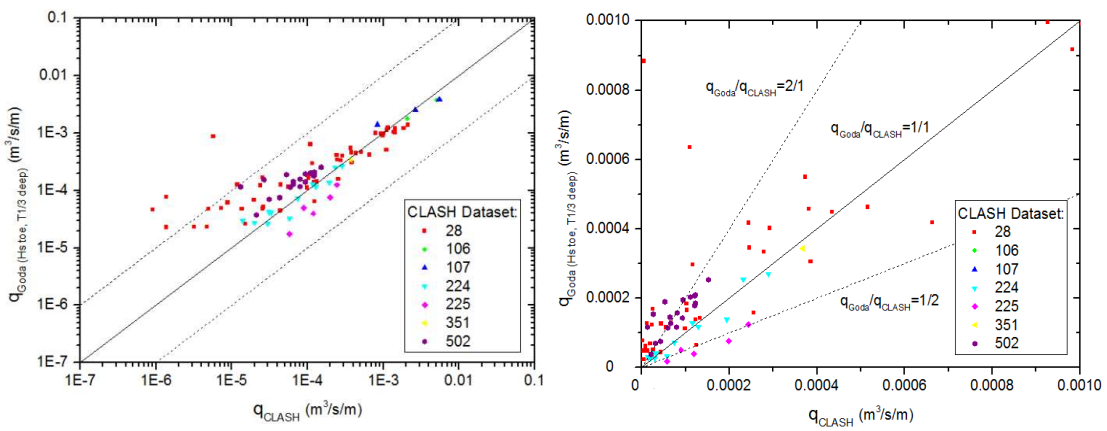


Figura 11 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{Goda(Hs\ toe, T_{1/3\ deep})}$ para $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição II).

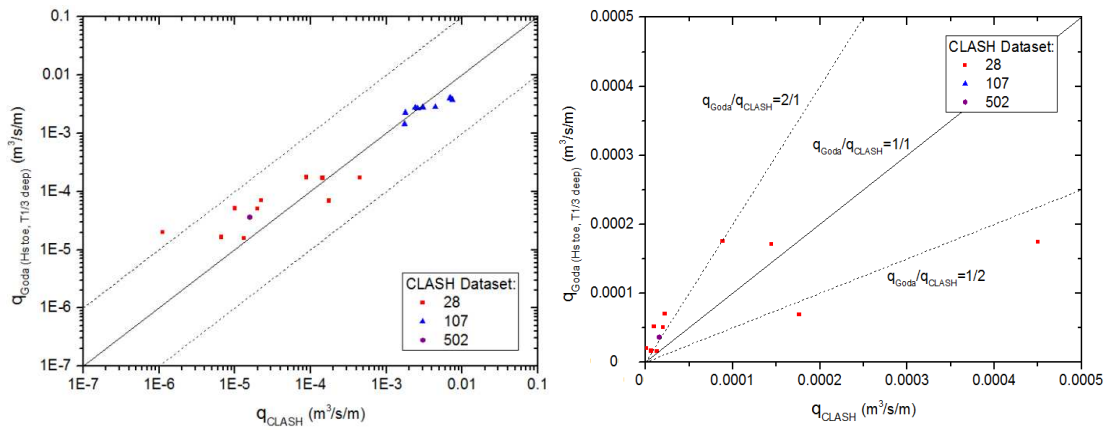


Figura 12 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{Goda(Hs\ toe, T_{1/3\ deep})}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$ (Condição III).

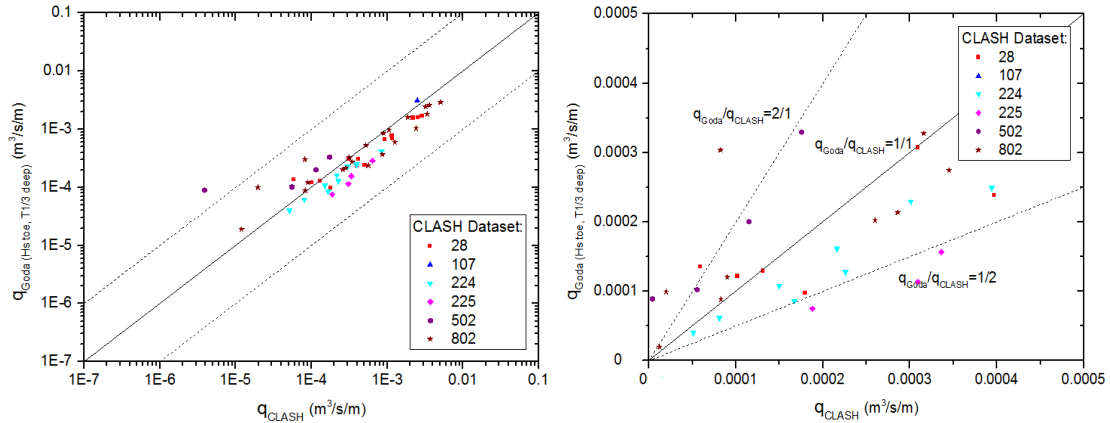


Figura 13 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{Goda(Hs_{toe}, T_{1/3 deep})}$ para $1.65 < h/H_{mo deep} < 3$ e $h/L_{op deep} < 0.05$ (Condição IV).

4.2.2 Formulações do Manual EurOtop (Pullen *et al.*, 2007)

O manual EurOtop (Pullen *et al.*, 2007) apresenta um modelo de galgamentos para estruturas verticais que requer a avaliação das condições de rebentação de onda no pé da estrutura marítima, tendo sido desenvolvido pelos respetivos autores o seguinte parâmetro de rebentação:

$$h_* = 1.35 \frac{h}{H_{mo\ toe}} \frac{2\pi h}{gT_{m-1,0\ toe}^2} \quad (15)$$

Se $h_* > 0.3$ (condição não impulsiva):

$$q = 0.04 \sqrt{gH_{mo\ toe}^3} \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{mo\ toe}}\right) \quad \text{válida para } 0.1 < R_c / H_{mo\ toe} < 3.5 \quad (16)$$

e se a cota de coroamento for nula ($R_c=0$), deve ser utilizada a seguinte equação:

$$q = \sqrt{gH_{mo\ toe}^3} (0.062 \pm 0.0062) \quad \text{válida para } R_c/H_{mo\ toe}=0 \quad (17)$$

Se $h_* \leq 0.2$ (condição impulsiva):

$$q = 1.5 \times 10^{-4} h_*^2 \sqrt{gh^3} \left(h_* \frac{R_c}{H_{mo\ toe}}\right)^{-3.1} \quad \text{válida para } 0.03 < h_* R_c / H_{mo\ toe} < 1.0 \quad (18)$$

$$q = 2.7 \times 10^{-4} h_*^2 \sqrt{gh^3} \left(h_* \frac{R_c}{H_{mo\ toe}}\right)^{-2.7} \quad \text{válida para } h_* R_c / H_{mo\ toe} < 0.02 \text{ (ondas rebentadas)} \quad (19)$$

Se $0.2 < h_* \leq 0.3$, deverão ser utilizadas as eqs. (16) e (18) e, posteriormente, deverá adotar-se o valor mais desfavorável (o maior).

O intervalo $0.02 < h_* R_c / H_{mo\ toe} < 0.03$ é uma zona de transição entre as eqs. (18) e (19). Como ainda não existem dados suficientes que permitam desenvolver uma expressão para q para este intervalo, Pullen *et al.* (2007) recomendam a utilização da eq. (18) até $h_* R_c / H_{mo\ toe} = 0.02$, a menos que seja claro que só chegarão à estrutura ondas rebentadas, caso no qual se deve recorrer à eq. (19).

Neste trabalho são comparados os valores médios de galgamento para os conjuntos de dados extraídos da base de dados CLASH, q_{CLASH} , com os galgamentos estimados pelas formulações do manual EurOtop (Pullen *et al.*, 2007) para os casos considerados, $q_{EurOtop}$. Tal como para os modelos H&R e de Goda, os resultados são apresentados para as quatro condições referidas no ponto 3.2.

Em geral, as formulações do manual EurOtop (Pullen *et al.*, 2007) não apresentam um melhor ajuste aos dados CLASH que o modelo H&R (Figs. 14 a 17).

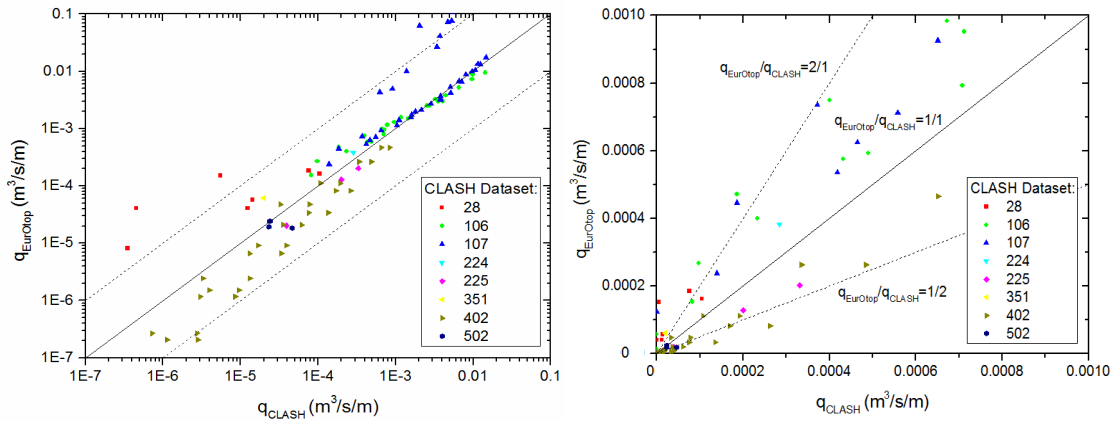


Figura 14 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{EurOtop}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição I).

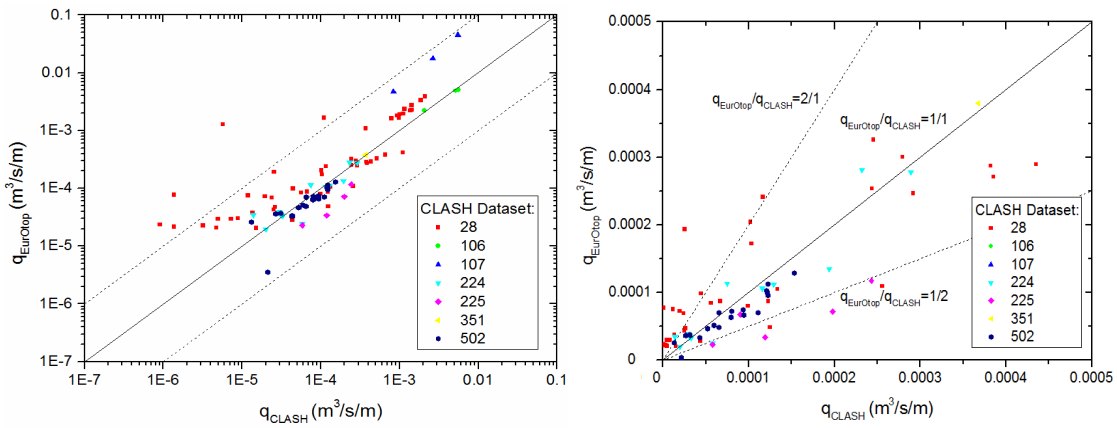


Figura 15 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{EurOtop}$ para $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} > 0.05$ (Condição II).

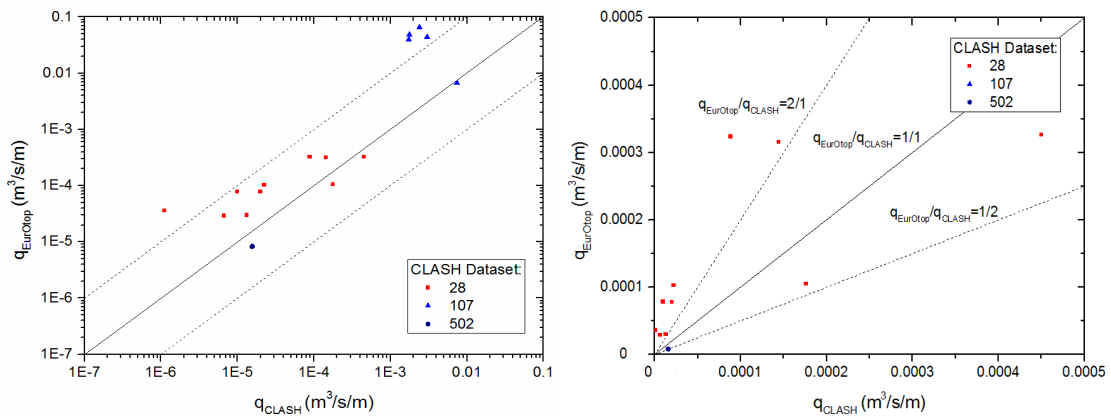


Figura 16 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{EurOtop}$ para $h/H_{mo\ deep} > 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$ (Condição III).

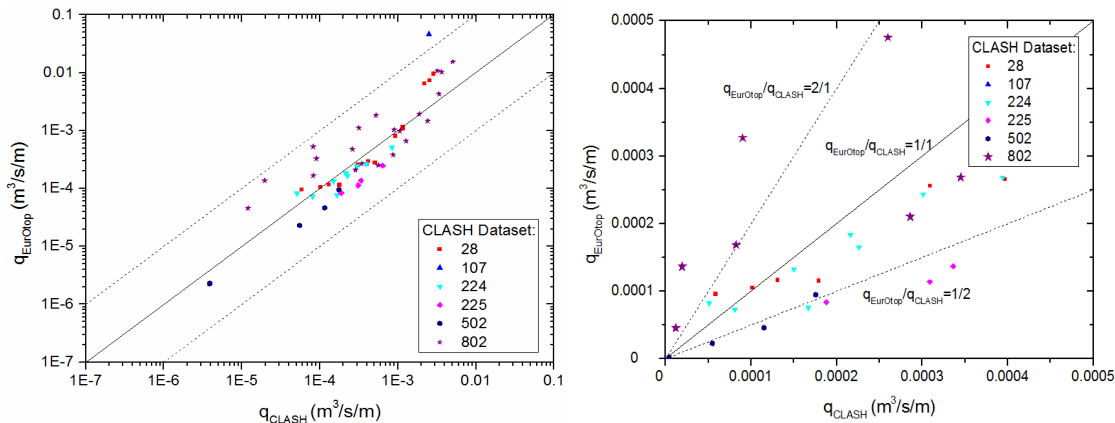


Figura 17 - Relação entre q_{CLASH} e $q_{EurOtop}$ para $1.65 < h/H_{mo\ deep} < 3$ e $h/L_{op\ deep} < 0.05$ (Condição IV).

5. CONCLUSÕES

O modelo de galgamentos H&R, originalmente desenvolvido para estruturas marítimas em talude, é utilizado em sistemas de previsão e alerta de inundações que se encontram em funcionamento nas Ilhas Britânicas. Este artigo descreve o primeiro passo no sentido de se efetuar a extensão deste modelo a estruturas verticais. Para tal, foi utilizada a base de dados CLASH para estruturas verticais simples, impermeáveis e lisas, sujeitas à ação de ondas que se apresentam perpendicularmente à estrutura.

O principal objetivo consistiu em verificar a validade da extensão para estruturas verticais do modelo H&R existente (para estruturas em talude), simplesmente através da extrapolação para $\cot\alpha=0$ (α o ângulo do talude exterior da estrutura com a horizontal) das fórmulas dos seus coeficientes empíricos para além dos estritos intervalos de aplicabilidade para os quais haviam sido previamente estabelecidos. De um modo geral o modelo tendeu a subestimar os maiores galgamentos. No entanto, foi razoavelmente preciso na previsão dos pequenos galgamentos, que são os que normalmente fazem acionar os alertas de inundação.

Adicionalmente, efetuaram-se cálculos de galgamento para $\cot\alpha=1$, visto este ser o menor valor de $\cot\alpha$ (mais próximo de estrutura vertical) para o qual o modelo H&R foi calibrado e validado anteriormente. Além disso, este é o valor de $\cot\alpha$ que tem sido utilizado pela RHDHV nos cálculos de galgamento efetuados no âmbito dos sistemas de alerta desenvolvidos por esta empresa. Em geral, concluiu-se que os resultados para $\cot\alpha=0$ apresentam um melhor ajuste aos dados CLASH que os obtidos com $\cot\alpha=1$.

Finalmente, procedeu-se à validação do modelo original H&R para estruturas verticais por comparação com as formulações empíricas de Goda (2008) e de Pullen *et al.* (2007). Verificou-se que estes modelos, apesar de já calibrados com os dados CLASH, não apresentam uma melhoria significativa no ajuste aos dados relativamente ao modelo H&R.

Os resultados obtidos sugerem que a calibração e validação do modelo H&R para estruturas verticais poderão vir a originar melhores estimativas do galgamento dos que as atualmente disponíveis.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) o financiamento concedido através do projeto HIDRALERTA - Sistema de Previsão e Alerta de Inundações em Zonas Costeiras e Portuárias, referência PTDC/AAC-AMB/120702/2010.

REFERÊNCIAS

- Bay, I., Hedges, T., Shareef, M., Pullen, T., 2004. Wave overtopping of shallow sloping seawalls: extension and refinement of empirical prediction methods. *Proc. 29th ICCE*, Lisbon, Portugal, ASCE, pp. 4417–4429.
- Besley, P., 1999. *Overtopping of Seawalls: Design and Assessment Manual*. R&D Technical Report W178, Environment Agency, Bristol, UK, 37p.
- CIRIA/CUR, 1991. *Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering*. Special publication 83, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Goda, Y., 2000. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. 2nd Edition. Advanced Series on Ocean Engineering: Volume 15, World Scientific, 443p.
- Goda, Y., 2008. Derivation of unified wave overtopping formulas for seawalls with smooth, impermeable surfaces based on selected CLASH dataset. *Coastal Engineering* 56, pp. 385-399.
- Hawkes, P.J., Coates, T.T., Jones, R.J., 1998. *Impact of Bi-Modal Seas on Beaches and Control Structures*. HR Wallingford, Report SR 507, 22p.
- Hedges, T.S., Reis, M.T., 1998. Random wave overtopping of simple seawalls: a new regression model. *Water, Maritime and Energy Journal*, 130(1), pp. 1–10.
- Hedges, T.S., Reis, M.T., 2004. Accounting for random wave run-up in overtopping predictions. *Maritime Engineering Journal*, 157(MA3), pp. 113–122.
- Hogben, N., (1990). “Long term wave statistics.” *The Sea* (Ed. Le Méhauté, B. & Hanes, D.M.), John Wiley & Sons, Inc., Nova York.
- Hu, K., 2000. *High-Resolution Finite Volume Methods for Hydraulic Flow Modelling*. Centre for Mathematical Modelling and Flow Analysis, Manchester Metropolitan University, Doctoral thesis, 194p.
- Kikkawa, H., Shi-Igai, H., Kono, T., 1968. Fundamental study of wave over-topping on levees. *Journal of Coastal Engineering in Japan*, 11, pp. 107–115.
- Lane, A., Hu, K., Hedges, T., Reis, M.T., 2008. New north east of England tidal flood forecasting system. *Proc. FLOODrisk 2008, Flood Risk Management: Research and Practice*, Oxford, UK, CRC Press, pp. 1377-1387.
- Mase, H., Hedges, T.S., Shareef, M., Nagahashi, S., 2003. Wave overtopping formula for gentle slopes incorporating wave runup. *Proc. Coastal Engineering*, JSCE, 50, pp. 636–640 [in Japanese].
- Naysmith, L., Cranston M., Hart, P., Whitlow, C., Powis, C., Hu, K., 2013. Firths of Forth and Tay Coastal Flood Warning Improvement. *Proc. Coasts, Marine Structures & Breakwaters*, September (abstract accepted).
- Owen, M.W., 1980. *Design of Seawalls Allowing for Wave Overtopping*. Report EX 924, Hydraulics Research Station, Wallingford, UK, 39p.
- Owen, M.W., 1982. The hydraulic design of seawall profiles. *Proc. Shoreline Protection*, Institution of Civil Engineers, London, pp.129-136.
- Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhuis, A., Schuttrumpf, H., Van der Meer, J.W., 2007. *Eurotop: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*, 178p.
- Reis, M.T., Hedges, T.S., Neves, S., Neves, M.G., Hu, K., Mase, H., 2013. Extending the H&R Wave Overtopping Model to Vertical Structures. *Proc. 6th SCACR – International Short Course/Conference on Applied Coastal Research*, LNEC, Lisbon, June.
- Reis, M.T., Hu, K., Hedges, T.S., Mase, H., 2008. A comparison of empirical, semiempirical, and numerical wave overtopping models. *Journal of Coastal Research*, 24(2B), pp. 250-262.

Reis, M.T., Neves, M.G., Lopes, M.R., Hu, K., Silva, L.G., 2011. Rehabilitation of Sines West Breakwater: wave overtopping study. *Maritime Engineering Journal*, 164(MA1), pp. 15-32.

Van der Meer, J.W., Janssen, J.P.F.M., 1995. Wave run-up and wave overtopping at dikes. In *Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures* (Ed. Kobayashi, N. & Demirebilek, Z.), ASCE, New York.

Van der Meer, J.W., Verhaeghe, H., Steendam, G.J., 2009. The new wave overtopping database for coastal structures. *Coastal Engineering*, 56, pp. 108-120.