

Determinação de forças actuantes em quebra-mares verticais e mistos *

Forces on vertical and composite breakwaters

Maria da Graça Neves^{@, 1}, Montse Vílchez², Maria Clavero², Miguel A. Losada²

RESUMO

Uma parte importante do dimensionamento de uma obra marítima é a determinação das resultantes das forças actuantes e, relacionadas com estas, as deformações, as tensões e as condições de estabilidade da estrutura.

No caso de quebra-mares verticais e mistos e não se considerando assentamentos ou outro aspecto mais relacionado com ruína geotécnica, os modos de ruína da estrutura reduzem-se aos possíveis movimentos de deslizamento e derrubamento. Para analisar a estabilidade ao deslizamento e ao derrubamento, pode-se considerar o equilíbrio estático do sistema, supondo que a acção é constante, e calcular as resultantes das forças horizontais e verticais a que a estrutura está sujeita. Uma vez calculadas as resultantes das forças horizontais e de subpressão, estabelecem-se coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento que relacionam as acções favoráveis e desfavoráveis à estabilidade da estrutura.

Para a determinação das forças em quebra-mares verticais e mistos utilizam-se fórmulas empíricas (baseadas em ensaios em modelo físico) e semi-empíricas (baseadas em considerações teóricas e ensaios em modelo físico) e a modelação física.

As fórmulas empíricas ou semi-empíricas são o método mais utilizado no projecto para o cálculo das forças. Estas fórmulas têm como grande vantagem a facilidade de utilização, o que as torna no elemento mais utilizado na fase de estudo prévio. A sua principal desvantagem deve-se a que a aplicação directa destas formulações está limitada a estruturas de geometrias simples e a condições específicas de agitação e níveis de maré para que foram desenvolvidas. Além disso, algumas destas fórmulas baseiam-se em hipóteses simplificativas que podem não ser válidas para casos concretos. Neste artigo apresentam-se as principais fórmulas disponíveis para o cálculo do diagrama de pressões e, com base, neste, das resultantes das forças actuantes em quebra-mares verticais e mistos, as suas características e os domínios de aplicação.

Os modelos físicos são um método bastante fiável para o cálculo de forças em estruturas monolíticas e permitem reproduzir os fenómenos físicos sem as simplificações inerentes aos modelos numéricos ou aos métodos analíticos. No entanto são caros e morosos e podem estar afectados por efeitos de escala. Descrevem-se neste artigo os principais métodos de medição de pressões ou forças em modelo físico e descrevem-se os principais erros no que se refere à determinação das forças actuantes em quebra-mares verticais e mistos.

Os dados de protótipo são raros mas extremamente importantes já que permitem verificar a qualidade das previsões obtidas pela aplicação das fórmulas. Com base em dados de campo medidos no quebra-mar vertical do Porto de Gijón entre Janeiro e Março de 2010, foi possível fazer uma apreciação das fórmulas para a determinação da resultante das forças actuantes em quebra-mares verticais e verificar as principais deficiências destas fórmulas.

Com base nesses resultados, apresentam-se algumas considerações gerais e recomendações para melhor estimar a resultante das forças actuantes em quebra-mares verticais com base na aplicação de fórmulas.

Palavras-chave: Forças, Pressão dinâmica, Quebra-mares verticais, Quebra-mares mistos, fórmulas semi-empíricas, modelos físicos, medições de campo

@ - Corresponding author

1 - LNEC, Av. do Brasil, 101, 1700-066, Lisboa, +351.21.8443426. e-mail: gneves@lnec.pt

2 - Grupo de Dinâmica de Flujos Ambientais. Centro Andaluz de Medio Ambiente. Avda. del Mediterráneo, s/n, 18006 Granada (Espanha). e-mails: mvilchezsolis@ugr.es, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es

ABSTRACT

An important issue for a maritime structure design is the determination of the resultant of the wave forces acting at the structure and the stability conditions in each part of the structure.

Verification of failure modes that can affect vertical and composite breakwaters is essentially related with sliding and overturning and failure related with geotechnical causes are usually not taken into account. In order to analyse the safety against sliding and overturning and calculate the loads at the structure, the static equilibrium of the system is considered, assuming that the loads are constant. Types of total horizontal wave loadings on the vertical-front structures are a function of structure geometry and wave characteristics. Once the horizontal and vertical resultant of the forces are calculated, safety factors against sliding and overturning are established, relating the resistance force to the applied force in the horizontal and vertical direction and the stability is verified.

Empirical and semi-empirical formula and physical modeling are the most frequent used tools to calculate loads in vertical and composite breakwaters.

At present, empirical or semi-empirical formulas are the most widely used tools for predicting loads, which have the great advantage of being very easy to apply. Direct application of these formulas is limited to particular structural configurations, water levels and wave conditions. Besides that, the formulas have assumptions that might not be correct in specific cases. This paper presents the most used formulas to calculate the pressure diagrams, and based on that, the loads acting at vertical and composite breakwaters, together with their main characteristics and application domain.

A more accurate method for determining loads is based on physical model tests since they allow the reproduction of the physical phenomena involved in wave-structure interaction without the simplified assumptions that are presented in the formulas and at analytical and numerical modelling. However, they are more expensive and more time consuming than the use of formulas and could be affected by scale effects. The paper presents a summary of the different methods to measure the pressures and forces in physical models and the main errors that could affect the measurements of loads at vertical structures.

Prototype data are rather rare but extremely important since it allows the verification of the formulae accuracy in calculating the loads. The field measurements made between January and March 2010 at the North Breakwater of the Port of Gijón (Spain), allowed the analysis of the accuracy of the loads calculation made by the formulas and define some main incorrections on the formulas assumptions. Based on these measurements, some recommendations are presented to increase the accuracy of the loads predicted by the formulas at vertical and composite breakwaters.

Keywords: *Wave forces, dynamic pressure, vertical breakwaters, composite breakwaters, semi-empirical formulae, physical models, prototype measurements.*

1. INTRODUÇÃO

A importância económica dos portos e o custo total das estruturas marítimas levam a que o projecto das mesmas seja exigente, devendo apoiar-se em ferramentas adequadas que permitam garantir, com segurança e economia, um comportamento adequado aos fins em vista.

Uma parte importante do dimensionamento de uma obra marítima é a determinação da resultante das forças actuantes e, relacionadas com estas, as deformações, as tensões e as condições de estabilidade das diferentes partes da estrutura. O estudo da estabilidade das estruturas pode ser dividido em dois grandes grupos:

- estudo da estabilidade dos elementos monolíticos (quebra-mares verticais, mistos e superestruturas de quebra-mares de talude), cuja estabilidade depende essencialmente da desaceleração da massa de água contra a estrutura;
- estudo da estabilidade de estruturas com mantos (ou banquetas, taludes, etc.) compostos por blocos e cuja estabilidade depende essencialmente das velocidades de refluxo da massa de água depois do impacto contra a estrutura. Neste caso, o estudo da estabilidade dos mantos não se faz através do estudo de cada elemento individualmente, mas sim do manto como um todo, estabelecendo-se níveis aceitáveis de dano que normalmente são função do número de blocos do manto que se movem ou caem.

Este artigo centra-se na resposta estrutural de quebra-mares verticais e mistos aos esforços gerados pela agitação que os solicita.

A interacção da agitação, alterada pela presença da própria estrutura, com a estrutura gera esforços a que esta deve resistir, pelo menos durante a sua vida útil. A informação que existe na literatura sobre resultantes de forças actuantes em quebra-mares verticais e mistos não é extensa. São também poucos os estudos que analisam de forma aprofundada as limitações das fórmulas existentes para o cálculo de forças em estruturas monolíticas, embora estas fórmulas sejam a ferramenta mais utilizada pelos projectistas na fase de estudo prévio. A modelação física é outra ferramenta disponível para apoio ao projecto deste tipo de estruturas, muito utilizada na fase de projecto de execução, para verificação do pré-dimensionamento, já que permite reproduzir a maioria dos fenómenos físicos.

Neste artigo, após uma breve descrição do regime de forças a que a estrutura pode estar sujeita, apresentam-se de forma resumida os métodos mais utilizados para o cálculo das forças em quebra-mares verticais e mistos: as fórmulas empíricas e semi-empíricas e a modelação física. Para o caso de quebra-mares verticais, apresenta-se uma apreciação das fórmulas para o cálculo de forças com base em dados medidos em protótipo. O artigo termina com algumas considerações gerais e recomendações para melhorar a estimação de forças em quebra-mares verticais com base na aplicação de fórmulas.

2. REGIMES DE FORÇAS

As forças que actuam sobre uma estrutura marítima podem ser classificadas em dois grupos:

- Hidrostáticas, resultantes da pressão que o fluido em repouso exerce sobre a estrutura, já que a estrutura se encontra total ou parcialmente submersa;
- Hidrodinâmicas, resultantes das variações de velocidade da massa de água associada à agitação.

Existem outros tipos de forças que também solicitam a estrutura, mas que saem fora do âmbito deste trabalho, que são as forças devidas à acção do vento, de impactos de navios, sismos, tsunamis, etc.

A força hidrostática horizontal, Fh , resultante das pressões hidrostáticas, que actua sobre uma estrutura que se encontra parcialmente submersa a uma profundidade h é constante e dada por:

$$Fh = 0.5 \rho g h^2 \quad (1)$$

em que ρ é a massa volúmica do fluido, g a aceleração da gravidade e resulta da distribuição de pressões, $P(z)$, que um fluido em repouso exerce sobre os contornos de uma estrutura, dada por:

$$P(z) = -\rho g z \quad (2)$$

onde z é a coordenada vertical, sendo zero no nível da água em repouso e positiva no sentido ascendente.

As forças hidrodinâmicas dependem das características:

- do meio fluido, neste caso, da água (massa volúmica, ρ , viscosidade dinâmica, μ e temperatura, T),
- da agitação marítima (altura de onda, H , período, T , ou o respectivo comprimento de onda, L , à profundidade da água, h) e
- da obra (de uma dimensão característica, D , por exemplo, a dimensão horizontal frontal da estrutura, e da frequência própria de oscilação da obra).

As formulações a utilizar para o cálculo de forças dependem do regime de forças a que a estrutura está sujeita. Na R.O.M.1.1, definem-se quatro regimes de forças em função do perfil da onda quando esta alcança a estrutura com incidência normal:

- 1. Regime estacionário:** a obra está submetida à acção de uma onda estacionária resultante da interacção da onda incidente com a reflectida. O coeficiente de reflexão é aproximadamente igual à unidade e não ocorre rebentação nem galgamento, portanto a dissipação e a transmissão são desprezáveis. Neste caso a onda apresenta um ventre na parede (reflexão total) e a distribuição de pressões varia em fase com o aumento da cota da superfície livre na estrutura e que pode ser calculada a partir da teoria de ondas que seja representativa da declividade, H/L , e da profundidade relativa, h/L em causa.

- 2. Regime parcialmente estacionário:** a onda está quase a rebentar e apresenta uma frente plana e ligeiramente inclinada sobre a estrutura. A onda sobe sobre a estrutura rapidamente, transformando o seu campo de velocidades, exactamente antes de alcançar a estrutura, de uma direcção horizontal para uma direcção vertical. É precisamente após o impacto que se geram os picos de pressão de muito curta duração. A resultante das forças actuantes sobre as estruturas que se encontram neste regime pode ser calculada mediante a aplicação de teorias ou modelos que tenham em conta tanto o efeito da rebentação sem impacto como o da reflexão. Há algumas aproximações semi-empíricas que dão bons resultados para estas condições (por exemplo, Goda, 1974 ou Nagai, 1973); no entanto, é recomendável verificar a distribuição de pressões por via experimental.

- 3. Regime com ocorrência de rebentação e impacto:** a rebentação da onda sobre a estrutura é a principal contribuição para a resultante das forças que actua sobre ela. A onda alcança a estrutura durante o processo de rebentação e o impacto dá-se com ar aprisionado entre a coluna de água e a estrutura. Neste caso ocorre um primeiro pico de pressão de duração muito curta seguido de uma forte oscilação com uma frequência muito elevada (Peregrine, 2003). Existem modelos analíticos e numéricos que dão uma boa aproximação da distribuição de pressões neste regime.

- 4. Regime de onda após a rebentação.** As ondas alcançam a estrutura já rebentadas, quer por efeito do fundo quer pela interacção da onda incidente com a onda reflectida na obra, comportando-se como uma massa de água turbulenta. Algumas aproximações semi-empíricas dão bons resultados para estas condições; no entanto, é recomendável verificar a distribuição de pressões por via experimental.

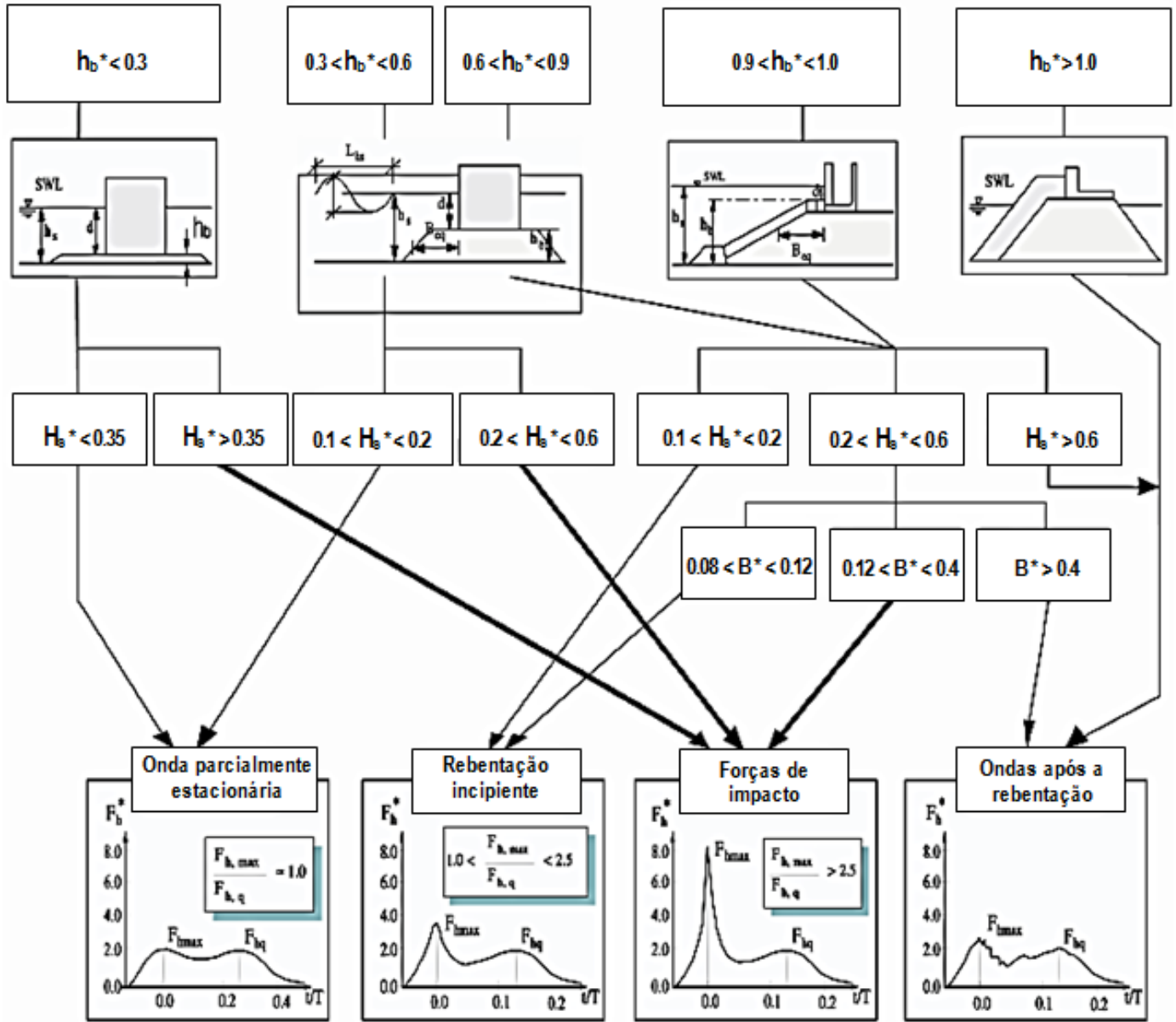
Entre estes regimes de forças encontram-se outros que incluem os modos de onda em rebentação sem impacto e os modos de onda parcialmente estacionária. Kortenhuis & Oumeraci (1998), com base em ensaios bidimensionais com agitação irregular, propuseram o esquema que se apresenta na Figura 1 para identificar as diferentes distribuições da resultante adimensional das forças horizontais em função do tempo ao longo de um período de onda em estruturas monolíticas. Como se pode observar, os regimes propostos por estes autores são semelhantes aos descritos anteriormente, embora não incluam o regime estacionário e incluam um regime com rebentação incipiente da onda ("slightly breaking wave").

Em 1970, Nagai apresentou um gráfico (Losada *et al.*, 1995), onde define as regiões correspondentes a diferentes domínios dos perfis de pressões em função da declividade da onda (H/L) e da profundidade relativa (h/L), Figura 2, e a respectiva variação de pressões no tempo. As ondas na região sob a linha \underline{E} correspondem ao comportamento linear da distribuição de pressões, o que corresponde ao regime estacionário.

Entre as linhas \underline{E} e \hat{E} começa a aparecer uma segunda harmónica que se faz sentir inicialmente no fundo, Figura 2a) e que, na linha \hat{E} , já se faz sentir em toda a coluna de água, Figura 2b), correspondente ao regime quase estacionário.

Entre \bar{E} e a linha que define a rebentação, os dois picos de pressão tornam-se assimétricos, ficando o primeiro pico mais curto e mais alto, Figura 2c). Quando a onda rebenta na estrutura, dá-se um forte aumento do primeiro pico de pressão, correspondendo ao regime em rebentação com impacto, Figura 2d).

No caso de as ondas atingirem a estrutura após a rebentação, regime de onda rebentada, ainda se observa o duplo pico de pressão, Figura 2e), com uma duração e intensidade que é função da distância entre o ponto de rebentação e a estrutura.



Com $h_b^* = \frac{h_b}{h_s}$, $H_s^* = \frac{H_{s1}}{h_s}$, $B^* = \frac{B_{eq}}{L_{hs}}$, $F_h^* = \frac{F_h}{\rho g H_b^2}$

H_{s1} Altura de onda significativa incidente

h_b Altura do talude

h_b Altura de onda na rebentação

B_{eq} Distância entre $h_b/2$ e o pé do caixotão

L_{hs} Comprimento de onda à profundidade h_s

F_h Força horizontal

g Aceleração da gravidade

Figura 1. Identificação da variação das resultantes adimensionais das forças horizontais em função do tempo, em estruturas verticais expostas à agitação irregular (adaptado de Kortenhau & Oumeraci, 1998).

Figure 1. Identification of types of total horizontal wave loadings on vertical wall structure exposed to head-on long-crested irregular (adapted from Kortenhau & Oumeraci, 1998).

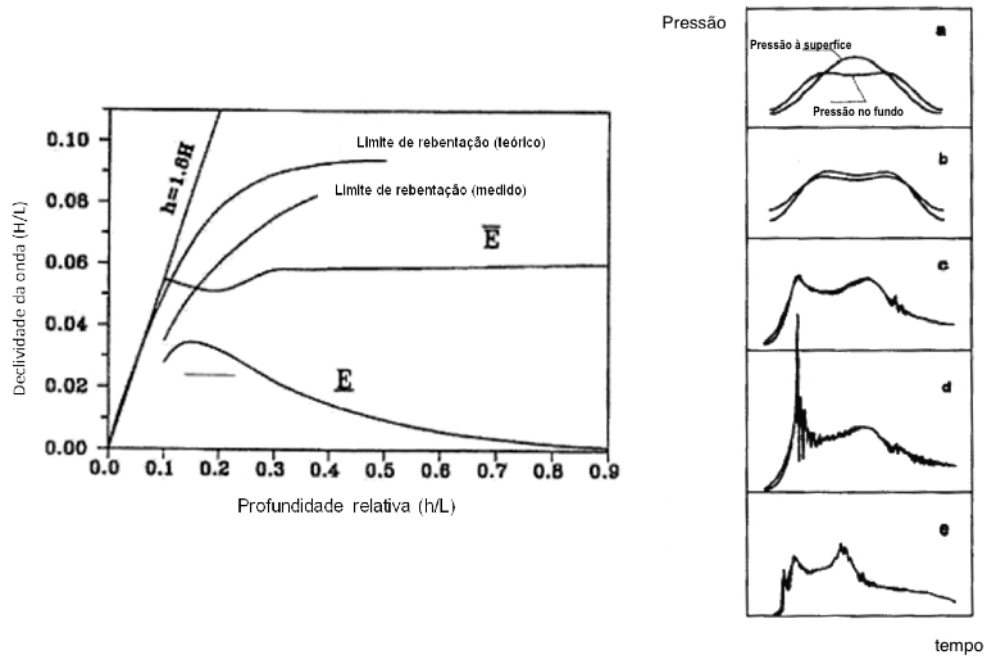


Figura 2. Domínios dos perfis de pressões definidos por Nagai e respectiva variação de pressões no tempo (adaptado de Losada *et al.*, 1995).

Figure 2. Time evolution of wave pressure distribution defined by Nagai (adapted from Losada *et al.*, 1995).

Estes quatro regimes têm elementos comuns: em todos eles ocorrem dois picos de pressão e a pressão máxima ocorre na proximidade do nível médio, onde o produto da massa pela velocidade atinge o máximo e se transmite uma maior quantidade de energia da agitação para a estrutura. O primeiro pico deve-se à desaceleração da massa de água quando esta atinge a estrutura e passa de um movimento essencialmente horizontal para um vertical, com a subida da massa de água na face vertical da estrutura até atingir uma cota máxima. Quando esta massa de água começa a descer, inicia-se uma acumulação de água em frente à estrutura que dá lugar ao segundo pico de pressão. A relação entre os valores dos dois picos de pressão difere consoante o regime de impacto, podendo ir desde valores da ordem da unidade para o regime estático até valores muito superiores a este para o regime em rebentação com impacto.

3. MODOS DE RUÍNA E CRITÉRIOS DE ESTABILIDADE

Considerando que a fundação (ou o manto onde a estrutura assenta) é estável e não se altera devido à transmissão de esforços da estrutura quando sujeita à acção da agitação, ou seja, não se considerando a ruína devida a assentamentos ou outros aspectos relacionados com aspectos geotécnicos, os modos de ruína de uma estrutura monolítica reduzem-se aos possíveis movimentos de deslizamento e derrubamento.

Para analisar a estabilidade ao deslizamento e ao derrubamento, pode-se considerar o equilíbrio estático do sistema, supondo que a acção é constante. Assim, consideram-se diversas hipóteses simplificativas:

- As forças máximas instantâneas que actuam na estrutura são constantes no tempo;
- O sistema estrutura-fundação é considerado rígido até ao momento anterior em que se produz a ruína por deslizamento ou derrubamento, ou seja, não há acumulação de dano mas somente ruína instantânea.

Normalmente, este método aplica-se considerando como caso mais gravoso aquele em que a estrutura é infinita (isto é, considerando-se desprezável o efeito dos contornos da estrutura), e a incidência é normal à estrutura. No âmbito do projecto PROVERBS, admite-se que se pode utilizar este critério no caso de todos os regimes de forças excepto naquele em que ocorre a rebentação directa da onda (Oumeraci *et al.*, 2001).

Considera-se aqui que as forças sobre uma estrutura vertical ou mista tem uma componente hidrostática que actua dos dois lados da estrutura e na sua base, e uma componente hidrodinâmica, resultante da acção da onda, ver Figura 3, que actua apenas na base e a barlar da estrutura, ou seja, considera-se que a sotamar a componente hidrodinâmica é desprezável, se não ocorrer galgamento.

Uma vez calculadas as forças horizontais e de subpressão, estabelecem-se coeficientes de segurança ao deslizamento, C_{SD} , e derrubamento, C_{SV} , que relacionam os esforços favoráveis e desfavoráveis à estabilidade da estrutura. Para que o sistema se considere estável, os coeficientes devem ser sempre superiores a 1, embora usualmente se considerem valores entre 1,2 e 1,4.

$$C_{SD} = \frac{\mu(\text{Peso} - \text{subpressões})}{\sum \text{Forças horizontais}} \quad (3)$$

$$C_{SV} = \frac{M_{\text{Peso}}}{\sum M_{\text{Forças horizontais}} + M_{\text{subpressões}}} \quad (4)$$

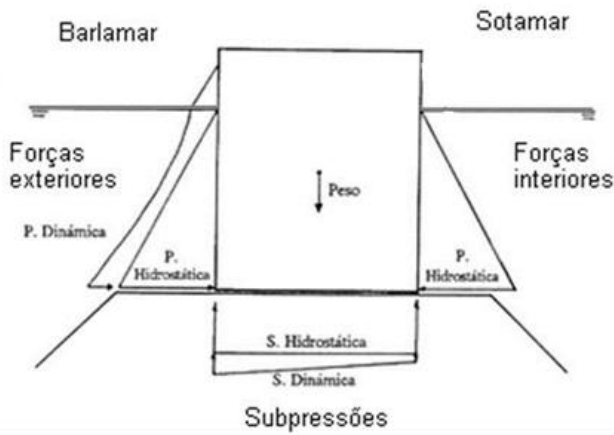


Figura 3. Forças actuantes sobre uma estrutura monolítica.

Figure 3. Forces acting on a vertical structure.

O coeficiente μ é o coeficiente de atrito entre a estrutura e a base. Nagai (1973), baseado em resultados de modelo físico e na experiência adquirida em protótipo para quebra-mares mistos, sugere valores de μ entre 0,65 e 0,70 no caso de haver deslocamento de blocos do manto em tempestades durante os primeiros anos da obra, aumentando para valores entre 0,7 e 0,9 se o deslocamento ocorrer passados mais de dois anos do final da construção da obra e entre 0,80 e 0,90 no caso de não haver deslocamento de blocos do manto nos primeiros anos da obra. Este autor sugere ainda o valor de 0,60 como valor a utilizar em projecto e que está do lado da segurança. No cálculo de C_{SV} , M representa o momento associado a cada uma das forças e o peso representa o peso total emerso.

O equilíbrio de forças que se apresentou é válido para agitação com incidência normal à estrutura, onde as forças estão em fase ao longo de toda a estrutura. Para o caso de agitação com incidência oblíqua, como é o caso da cabeça dos molhes, o estudo deve ser feito considerando os efeitos tridimensionais, que aí são especialmente relevantes.

Também se considerou, no equilíbrio estático, que as forças são constantes no tempo. No caso de forças de impacto, isto é, grandes forças de curta duração, este equilíbrio é demasiado rigoroso, já que o efeito destas forças é pequeno.

O equilíbrio dinâmico tem em conta a sucessão de respostas às acções que a estrutura sofre. Esta resposta pode ser do tipo elástica, que corresponde a movimentos oscilatórios de balanceamento, ou do tipo plástica, que corresponde a movimentos permanentes de deslizamento e derrubamento. A sucessão de respostas leva à degradação do sistema estrutura-fundação e propicia a ruína progressiva da estrutura que, a longo prazo, pode levar à sua ruína total.

Para tratar o equilíbrio dinâmico do sistema não existe um único método, mas diferentes aproximações, cada uma

com as suas simplificações: considerar a força estática mas a resposta da fundação elástica, ou a força dinâmica com resposta elástica ou elasto-plástica da fundação. O método desenvolvido por Korthenhaus e Oumeraci e compilado no projecto PROVERBS (Oumeraci *et al.*, 2001) considera uma aproximação estática para o projecto, ou seja, uma força estática cuja resposta é equivalente à da força dinâmica que esta sofre e cujo valor está relacionado com o da força dinâmica através de um parâmetro denominado “factor de força dinâmica”, que depende da duração da aplicação da força.

4. DETERMINAÇÃO DE FORÇAS ACTUANTES

4.1. Fórmulas empíricas e semi-empíricas

Para o cálculo das forças em quebra-mares verticais e mistos, o método mais utilizado em projecto são as fórmulas empíricas ou semi-empíricas. Estas fórmulas têm como grande vantagem a facilidade de utilização e são o elemento mais utilizado na fase de estudo prévio de uma obra marítima. A sua principal desvantagem deve-se a que a aplicação directa destas fórmulas está limitada a estruturas de geometrias simples e a condições específicas de agitação e níveis para que foram desenvolvidas. Outra limitação é o facto de todos os métodos considerarem a estrutura como infinita e impermeável, não contemplando possíveis efeitos que possam modificar as características da agitação que incide sobre a estrutura, tais como a difracção na cabeça do molhe. Por serem baseadas em ensaios em modelo reduzido, podem ainda estar afectadas por erros devidos a efeitos de escala tais como os que resultam da não correcta consideração da porosidade do manto (Pérez-Romero *et al.*, 2009).

Estas fórmulas apresentam algumas características comuns no cálculo das pressões dinâmicas (ou das respectivas forças). Para quebra-mares verticais e mistos (regimes estacionário, quasi-estacionário ou impulsivo), as forças horizontais hidrodinâmicas (Figura 4), são calculadas considerando-se que:

- A pressão máxima, p_1 ,
 - ocorre no nível de água em repouso (NMM) ou na sua proximidade;
 - é proporcional a $\rho g H_D$, em que H_D é a altura de onda no pé da estrutura, ou seja, considerando o efeito da reflexão;
- A pressão diminui entre $p_1(z=0)$ e
 - $p_3(z=-h)$ seguindo uma função de co-seno hiperbólico ou linear, no caso da estrutura se encontrar em águas pouco profundas;
 - $p_4(z=\eta_{\max})=0$, assumindo uma distribuição hidrostática de pressões.

Quanto às subpressões hidrodinâmicas, considera-se nas formulações que:

- a barlamar a pressão é igual à pressão horizontal obtida na base da estrutura ($P_u=p_3$);
- a sotamar (onde se considera que a água está em repouso), a pressão hidrodinâmica é nula;
- a distribuição de pressões entre barlamar e sotamar é triangular.

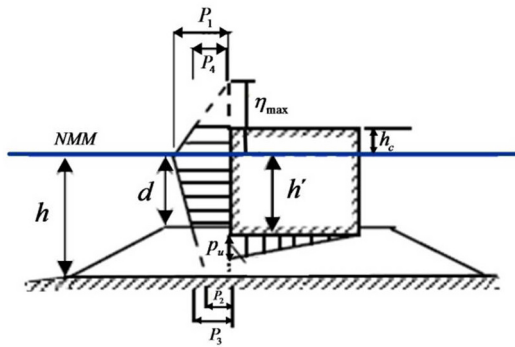


Figura 4. Perfil de pressões hidrodinâmicas, Goda (1985).
Figure 4. Hydrodynamic pressure profile, Goda (1985).

Quanto aos fenômenos que podem alterar as forças na estrutura:

- a reflexão é considerada indirectamente quer no valor de H_D quer no de η_{max} ;
- o galgamento, embora reduza as forças na estrutura, só é considerado através da redução do nível máximo η_{max} ;
- a rebentação é considerada através de um aumento da pressão apenas na proximidade do nível médio;
- a dissipação através de meios porosos que possam existir na base ou a barlar da estrutura não é considerada;
- a obliquidade da agitação é considerada em algumas formulações através da alteração da altura de onda, considerando que as forças são apenas função da componente da altura de onda perpendicular à estrutura.

Assim, a resultante das forças hidrodinâmicas horizontais, F_h , e verticais, F_v , é dada por:

$$\begin{aligned} F_h &= \frac{1}{2}(p_1 + p_4)R_c^* + \int_{-h}^0 p(z)dz \\ F_v &= \frac{1}{2} p_u B \end{aligned} \quad (5)$$

onde $R_c^* = \min(\eta_{max}, h_c)$ e B é a largura da estrutura. No caso de se considerar que a distribuição de pressões é linear entre $z=0$ e $z=-h$, F_h é dada por:

$$F_h = \frac{1}{2}(p_1 + p_4)R_c^* + \frac{1}{2}(p_1 + p_3)d \quad (6)$$

Os correspondentes momentos vêm dados por:

$$\begin{aligned} M_h &= \int_{-h}^{\eta_{max}} P(z).z dz \\ M_v &= \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} p_u B \right) B \end{aligned} \quad (7)$$

Da mesma forma, no caso de se considerar que a distribuição de pressões é linear entre a superfície ($z=0$) e o fundo ($z=-h$), M_h é dada por:

$$M_h = \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)R_c^{*2} + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)d R_c^* + \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)d^2 \quad (8)$$

O domínio de aplicação de cada fórmula está relacionado com o regime de forças e com os seus limites de aplicabilidade. No Quadro 1 apresenta-se um resumo de algumas das fórmulas ou formulações mais importantes ou mais utilizadas para quebra-mares verticais e mistos.

Um dos aspectos importantes a definir aquando da aplicação das fórmulas é quais os parâmetros de agitação a utilizar como representativos de um estado de mar, já que muitas das formulações foram desenvolvidas para agitação regular. No Quadro 2 resumem-se os parâmetros a utilizar e os autores que os sugerem. O ângulo θ representa o ângulo que a direcção de propagação da onda faz com a perpendicular à estrutura, sendo por isso 0° no caso de agitação normal à estrutura. H e T representam a altura de onda e o respectivo período, η_{max} a cota máxima de água alcançada pela onda e L o comprimento de onda. H_{max} e H_s representam as alturas de onda máxima e significativa, respectivamente, e $H_{1/10}$ e $H_{1/3}$ a média das alturas do décimo e do terço das ondas mais elevadas de um registo, respectivamente e $T_{1/3}$ e $T_{1/10}$ a média do décimo e do terço dos períodos das ondas mais elevadas de um registo, respectivamente.

O cálculo da resultante das forças impulsivas devidas à rebentação, assim como a duração do impulso, são dos valores mais difíceis de quantificar e o próprio processo em si ainda não é totalmente conhecido em profundidade. Não existe actualmente uma metodologia fiável para o projecto de obras sujeitas a forças impulsivas e os manuais sugerem que se evitem estruturas que estejam sujeitas a este tipo de forças. Assim, para o seu cálculo utiliza-se frequentemente o método de Goda modificado por Takahashi para ter em conta as forças impulsivas, pese embora as suas limitações e a importância que este tipo de forças impulsivas pode ter quer na estabilidade da estrutura quer, quando existe banquetta de fundação, na estabilidade do manto de enrocamento da banquetta (Cooker & Peregrine, 1992). Estas fórmulas, à semelhança da fórmula de Minikin, multiplicam a pressão máxima por uma constante para ter em conta o aumento de pressão devida à rebentação, ou seja, a rebentação é considerada apenas através de uma alteração do perfil (aumento da pressão) na proximidade do nível médio da água.

No âmbito do projecto PROVERBS, com base em dados de ensaios e de campo, foi proposta uma metodologia para o cálculo de forças em estruturas verticais sujeitas a forças impulsivas que determina um valor para essa constante. No entanto, as resultantes das forças, mesmo para condições de agitação semelhantes, dão valores com uma grande variabilidade. Recentemente, Cuomo et al. (2011) propuseram uma fórmula para o cálculo de forças impulsivas baseados em dados de ensaios em modelo físico, mas o seu domínio de validade é bastante restrito.

Tabela 1. Formulações, teorias de base e condições de aplicação.
Table 1. Formula, based theory and limits of application.

Fórmulas		Regime de forças	Teoria de ondas de base	h/L	Condições de aplicação
Sainflou (1928)		Estacionário	Trocoidal	<0.25 Stokes	Agitação regular Fundo de pequeno declive (<1/50) H/L <0.06 Reflexão total, sem rebentação ou galgamento
Goda (1974)		Estacionário	Stokes de 4ª Ordem	Todos	Agitação regular Sem obliquidade
Goda modificado	Tanimoto et al. (1976)	Estacionário	-		Considera o efeito da obliquidade
	Takahashi et al. (1994)	Impulsivas	-		Considera o efeito da rebentação
Nagai (1973)		Estacionário	Stokes	Stokes Bousinesq (quebra-mar misto com banquetta alta)	Agitação regular Incidência normal Reflexão perfeita, sem rebentação
Fenton (1985)		Estacionário	Stokes de 3ª Ordem	Stokes	Incidência oblíqua Reflexão total Sem rebentação <i>short-crested waves</i>
Hiroi (1919)		Impulsivas	Analogia com a pressão hidrodinâmica	<0.1	Ocorrência de rebentação h < 2H
Peregrine et al. (1994)		Impulsivas	Onda solitária com teoria de impulso		Eventos de impacto

Tabela 2. Parâmetros de projecto de cada fórmula.
Table 2. Design wave parameters of each formula.

Fórmulas	Parâmetros de projecto			
	H	η_{max}	T	θ (°)
Sainflou (1928)	H_{max}^*	$H + (\pi H^2/L) \coth(2\pi h/L)$	T	$0 < \theta < 20$
Goda (1972) Tanimoto et al. (1976) Takahashi et al. (1994)	$H_{max} = 1.8H_s$	$0.75(1 + \cos\theta)\lambda_1 H_{max}$	$T_{1/3}$	$0 < \theta < 90$
Nagai (1973)	Quebra-mar misto – $H_{1/10}$	H	$T_{1/10}$	0
	Quebra-mar vertical – $H_{1/3}$	$1.3H$ ($h/L < 0.135$ e $H/L < 0.04$)		
Fenton (1985)	H_{max}^*	**	T	$0 < \theta < 90$
Hiroi (1919)	$H_{1/3}$	1.25 H	-	0

*Recomendação de Takahashi (1996)

** Ver Fenton (1985)

No que se refere a forças impulsivas, é de destacar o trabalho de Peregrine *et al.* (1994) que, dado que as teorias de onda não conseguem explicar estes picos impulsivos de pressão, propôs uma teoria de impulso que aclara melhor o fenómeno e as suas características (Peregrine, 2003). Peregrine verificou que, embora a pressão máxima se alterasse cada vez que se repetiam as condições que provocavam um impulso de pressão, o impulso ou a força eram bastante mais consistentes. Assim, uma vez conhecido o ponto de pressão máxima, o campo de pressões apresentava um padrão simples, que decaía do máximo até uma pressão próxima da hidrostática a uma distância igual a duas vezes a profundidade, no pé da estrutura. Com base nesta teoria, avalia a pressão máxima devida ao impulso ao redor do nível médio, dado pelo integral da pressão no tempo durante o impacto. Considerando desprezáveis os termos convectivos na equação da quantidade de movimento, o campo de pressões impulsivas satisfaz a equação de Laplace e, com condições de fronteira adequadas, pode-se obter a solução em termos de uma série de Fourier. Aqui, o impacto é considerado apenas como o pico violento. Peregrine (2003) refere que o factor mais importante para a força impulsiva é a forma da onda quando atinge a estrutura e que as maiores pressões (e respectivas forças) ocorrem quando a onda atinge a estrutura, isto é, quando, na rebentação, se inicia a formação da voluta (*overturning*). Nestes casos, o pico de pressão é muito elevado e de duração muito curta, sendo seguido de oscilações, relacionadas ou com a forma irregular da crista da onda incidente ou com os efeitos do ar aprisionado (*trapped*) e do ar misturado com a água (*entrained*). Finalmente aparece um segundo pico, de muito menor intensidade, muito semelhante ao que surge no caso de interação não violenta, tal como se mostra na Figura 5.

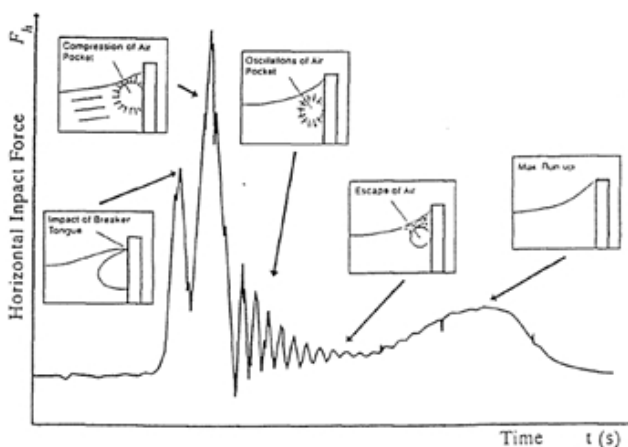


Figura 5. Características da força impulsiva e suas origens (Schmidt *et al.*, 1992).

Figure 5. Impulsive force characteristics (Schmidt *et al.*, 1992).

No caso da onda atingir a estrutura após a rebentação, as forças hidrodinâmicas acima do nível médio da água do mar, P_{so} , são proporcionais ao quadrado da velocidade com que a frente da onda rebentada atinge a estrutura, C , que no caso de pequenas profundidades toma o valor $C=(gh_b)^{1/2}$, e a correspondente força é proporcional à altura de onda que atinge a estrutura, H_b . Assim, a força depende da velocidade de impacto e da altura de onda no impacto, que por sua vez depende do tipo de rebentação. Além da pressão de choque, P_{so} , devida ao impacto da onda, a pressão tem também uma componente pseudohidrostática, P_p , devida ao nível alcançado pela lâmina líquida durante o espraiamento.

Todas as formulações referidas até agora, com excepção da de Sainflou, permitem calcular as forças a barlamar da estrutura ou as forças de subpressão. No entanto, as forças a sotamar da estrutura podem ser importantes para a estabilidade de um quebra-mar vertical. No âmbito do projecto PROVERBS foi proposto majorar o valor obtido por Sainflou, multiplicando-o por uma constante igual a 1,27, válido apenas no caso de fundos de aproximação com declive até 1:50. No caso de forças impulsivas, um mecanismo importante de geração de fortes forças a sotamar de uma estrutura é devido às “ondas” que galgam a estrutura e atingem a área abrigada mergulhando sobre esta (Walkden *et al.*, 2001). Estas forças podem ser superiores às de barlamar e aumentar o risco de ruína por derrubamento na direcção de barlamar. No entanto, não existem formulações para o seu cálculo. Walkden *et al.* (2001) utilizaram a teoria de impulso proposta por Peregrine para estudar este tipo de forças com resultados satisfatórios.

4.2. Modelação física

Na fase de projecto de execução de estruturas marítimas de maior envergadura recorre-se frequentemente à modelação física, como forma de obter resultados fiáveis e proceder à verificação do pré-dimensionamento da obra, criando simultaneamente uma estrutura funcional, estável e económica. Os modelos físicos permitem verificar se a solução proposta cumpre as imposições previstas e permitem ainda obter informação de base para o possível desenvolvimento de fórmulas semi-empíricas.

Em 2007, no âmbito do projecto europeu Hydralab III, foi publicado um relatório onde se apresentam recomendações para a modelação física de quebra-mares de talude, de forma a uniformizar os ensaios realizados nos diferentes laboratórios e simplificar a troca de dados e a sua análise (Wolters, 2007). Este trabalho baseia-se em trabalhos anteriores de diferentes instituições, tal como o Rock Manual (CIRIA, 2006). Também foram analisados, em diferentes projectos europeus e de forma detalhada, os principais erros cometidos nos ensaios em modelo físico para alguns tipos específicos de estudos, como é o caso do Projecto CLASH, em que foram analisados os galgamentos de estruturas marítimas, do Projecto DELOS, que analisou ensaios de estruturas com cota de coroamento baixa (*low-crested*) ou do projecto PROVERBS, em que foram analisados os quebra-mares verticais.

No que se refere a quebra-mares verticais e mistos, o sistema mais utilizado em ensaios em modelo físico para obtenção de forças é a utilização de sensores de pressão instalados na estrutura. A força resultante é obtida integrando os valores de pressão medidos numa determinada área. No caso de se pretender obter informação acerca de picos impulsivos de força, esta só pode ser obtida por medições detalhadas de pressão na face frontal da estrutura, com uma frequência de aquisição muito elevada, superior a 1000Hz.

Wolters (2007) resume os vários métodos utilizados em modelos físicos para avaliar a estabilidade da superestrutura de um quebra-mar, considerando os modos de ruína por deslizamento e derrubamento:

1. Por medição da força global numa secção da estrutura utilizando uma mesa de força ou um grupo de elementos de medição de força.

Este procedimento é utilizado frequentemente para medir a resultante das forças horizontais, já que a qualidade das medições das forças de subpressão pode ser baixa, por esta medição requerer que este elemento de estrutura esteja suspenso e que não toque no enrocamento que está imediatamente abaixo dele. A introdução de qualquer pequeno espaço pode alterar as subpressões que actuam na base da estrutura, quer no seu valor, quer na sua distribuição. O uso de uma espuma permeável para reduzir o escoamento neste espaço pode ser suficiente se o escoamento/pressão não alterar as características da transmissão, mas este processo introduz também incertezas na medição.

2. Por medição das pressões dinâmicas na face frontal e na base da estrutura, que podem ser integradas de forma a determinar as forças totais e calcular posteriormente os respectivos momentos.

Este procedimento tem a vantagem de poder medir também as forças de impulso na posição de cada sensor de pressão, caso se meça com uma frequência de aquisição convenientemente escolhida. A desvantagem deste método é que se obtêm apenas medições locais de pressão num número reduzido de pontos, que são posteriormente integradas para obter as forças e os respectivos momentos, podendo não incluir o ponto de pressão máxima. Ao contrário do método anterior, as forças de subpressão são bem representadas.

3. A secção da estrutura pode ser reproduzida com um peso reduzido de forma a que haja semelhança das forças de fricção entre o manto e a estrutura, entre o modelo e o protótipo.

Este procedimento é muito simples e pode ser muito útil para uma rápida avaliação da segurança ao derrubamento e ao deslizamento, mas não identifica as forças *per se*, apenas as forças de deslizamento.

O cálculo de forças em modelos físicos pode ser afectado por erros, que se podem agrupar em:

- erros de construção do modelo;
- erros de medição e de medida e/ou análise de dados;
- erros devidos a efeitos de escala.

Os erros de modelo têm origem na reprodução

incorrecta de algumas características do protótipo, tais como a geometria, a resistência mecânica dos blocos e das características das ondas e das correntes, devido, por exemplo, às condições de fronteira no modelo. Os erros de medição resultam da influência das diferentes técnicas de medição ou dos diferentes sistemas de medição nos resultados obtidos. Os erros de medida têm origem, por exemplo, na utilização de equipamentos pouco precisos ou pouco apropriados às medições a efectuar e os de análise de dados na incorrecta análise das medições obtidas. Os efeitos de escala resultam da incorrecta reprodução no modelo à escala dos fenómenos de interacção onda-estrutura do protótipo.

De entre estes, os mais gravosos e difíceis de evitar são os erros devidos aos efeitos de escala. Para que todos os fenómenos envolvidos fossem bem reproduzidos à escala, os números de Froude, Weber, Reynolds e Cauchy deveriam ser os mesmos no modelo e no protótipo. No entanto, estes critérios não podem ser satisfeitos simultaneamente.

Usualmente, em estudos que envolvam propagação e rebentação de ondas, o número de Froude é o utilizado já que os efeitos de pressão, gravidade e inércia são os mais relevantes. Consequentemente, as forças devidas à fricção (Semelhança de Reynolds), os efeitos de elasticidade (Semelhança de Cauchy) e as forças de tensão superficial (Semelhança de Webber) são desprezados na maioria dos modelos físicos. Os erros resultantes do facto de se ignorar estes efeitos são os chamados efeitos de escala. Na Figura 6 apresenta-se um resumo das leis de semelhança que deveriam ser satisfeitas para cada um dos diferentes fenómenos que ocorrem na interacção da onda com uma estrutura de protecção marginal (Korthenhaus *et al.*, 2005).

A propagação das ondas é bem modelada recorrendo à semelhança de Froude, já que, como foi referido, os principais fenómenos que ocorrem na propagação estão relacionados com as forças de pressão, de inércia e de gravidade.

No caso de escoamento em meios porosos, como é o caso dos quebra-mares de talude ou de quebra-mares mistos, o efeito de escala mais gravoso é devido à falta de semelhança do escoamento no meio poroso. Isto afecta outros processos tais como as forças de subpressão, o espraiamento, o galgamento, a transmissão e a reflexão e, possivelmente, também as forças nos blocos do manto.

No caso de quebra-mares verticais sujeitos à acção da rebentação de ondas, o efeito de escala mais gravoso está relacionado com a incorrecta reprodução das forças de impacto, principalmente devido à falta de semelhança do ar aprisionado (*trapped*) e da mistura ar/água (*entrained*), ligada à rebentação. Embora haja métodos que sugiram correcções desse efeito (por exemplo Korthenhaus & Oumeraci, 1999), os modelos a grandes escalas, o mais próximas possíveis do protótipo, são a melhor alternativa. Trabalhos recentes (Bullock *et al.*, 2007, Cuomo *et al.*, 2010) mostram que escalas como a de Froude e a de Cauchy não levam a uma reprodução correcta dos picos de pressão ou da sua duração.

Como a estabilidade de estruturas monolíticas não costuma ser afectada por picos de pressão de curta duração, a escala de Froude pode ser utilizada, obtendo-se valores do lado da segurança. No entanto, localmente, a estrutura pode ser afectada por uma sucessão de picos de pressão levando a que o dano possa progredir e levar à ruína da estrutura e daí a importância da correcta modelação deste tipo de forças.

No caso das forças de arrastamento, existe uma gama de valores do número de Reynolds para a qual o coeficiente de arrastamento é constante. Se se utilizar a lei de semelhança de Froude, considerando que o campo de ondas é dominado pelas forças de gravidade e inércia, é suficiente garantir que o nº de Reynolds do modelo e do protótipo representam o mesmo regime de escoamento. O mesmo se pode dizer com respeito ao número de Weber.

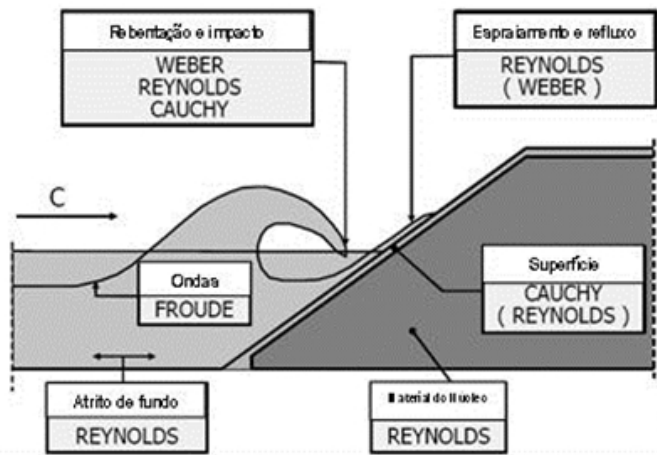


Figura 6. Efeitos de escala e semelhança a considerar para uma estrutura de protecção marginal, segundo Furböter, 1986 (Korthenhaus et al., 2005).

Figure 6. Scale effects and similitude laws in modelling wave loads and response of sea dikes in Führeböter (Korthenhaus et al., 2005).

5. AVALIAÇÃO DAS FÓRMULAS PARA A DETERMINAÇÃO DE FORÇAS ACTUANTES EM QUEBRA-MARES VERTICAIS

Os dados de protótipo são raros mas extremamente importantes, já que permitem verificar a qualidade das previsões obtidas pela aplicação das fórmulas. Como foi referido, as fórmulas existentes para o cálculo de forças em quebra-mares verticais e mistos foram deduzidas com base em dados obtidos em ensaios realizados em modelo físico reduzido, podendo por isso estar afectados por erros devidos a efeitos de escala.

Nos últimos anos, algumas obras foram dotadas de sensores que permitiram obter dados de pressões e, através destes, permitiram calcular forças nas estruturas. Embora os dados obtidos em protótipo possam estar sujeitos a erros, são certamente o método disponível mais fiável de obter forças em quebra-mares verticais e mistos.

Um dos quebra-mares que foram monitorizados é o do porto de Gijón, situado no Norte de Espanha, na zona central da costa Cantábrica. A ampliação deste porto consistiu na construção de um novo quebra-mar de abrigo formado por três troços principais, dos quais um é de tipologia vertical: o molhe Norte.

O molhe Norte tem 1565 m de comprimento e profundidades variáveis entre os 25 e os 30 m. É composto por 33 caixotões de 32 m de altura por 32 m de largura e 51,8 m de comprimento. Os caixotões, de betão armado,

estão apoiados sobre uma banqueta de fundação enraizada à cota -24,75 m, constituída por enrocamento de 150-250 kg. Para evitar a erosão da banqueta, foi construída uma berma composta por blocos artificiais de betão de 90 ton. O galgamento é controlado por uma superestrutura com coroamento à cota +24 m. Na Figura 7 apresentam-se as principais características e dimensões do molhe. Neste molhe, foram seleccionadas duas secções separadas de 260 m entre si (caixotões 20 e 25), para a instalação de uma série de sensores de pressão (Vílchez et al., 2011b):

- 8 no paramento vertical do caixotão (P1-P8);
- 5 na superestrutura (E1-E5), para medir pressões frontais;
- 4 na base do caixotão (S1-S4), para medir subpressões.

Os sensores hidrodinâmicos instalados foram ligados à superfície para eliminar a pressão atmosférica.

Com base nos dados medidos nestes sensores entre Janeiro e Março de 2010, Vílchez et al. (2011b) analisou 126 estados de mar de uma hora de duração cada, dos quais 7 corresponderam a temporais, considerando-se como temporal a sequência contínua de estados de mar para os quais a altura de onda significativa (H_s) ultrapassa os 3 m (Figura 8).

Para cada estado de mar, foram calculadas as características da agitação: a altura de onda significativa, H_s , o período de pico do espectro, T_p e o ângulo entre a direcção principal da agitação incidente e a perpendicular ao molhe, β . No Quadro 3 apresentam-se as características dos sete temporais ocorridos no período de estudo. Em nenhum dos casos analisados se observou rebentação das ondas nem galgamento da superestrutura.

Para obter as pressões exercidas pela agitação marítima no molhe, efectuou-se uma filtragem do sinal registado em cada um dos sensores de pressão, de forma a eliminar a pressão hidrostática e extrair apenas as pressões hidrodinâmicas. Na Figura 9 apresenta-se um exemplo de diagrama de pressões hidrodinâmicas horizontais, P_h , e verticais, P_v , obtido num dos estados de mar medidos.

Da análise da variação das pressões hidrodinâmicas (Vílchez et al., 2011b), obtiveram-se os seguintes resultados:

- A pressão máxima no nível médio do mar (NMM) de cada estado de mar (P_{max}) é proporcional ao valor máximo alcançado pela superfície livre na parede do molhe (η), e é dada pela seguinte expressão: $P_{max} = \rho g \eta$, sendo ρ a massa volúmica da água e g a aceleração da gravidade.
- A subpressão hidrodinâmica medida no sensor de pressão localizado no extremo de sotamar da base da estrutura, P_{SB} , não é nula e aumenta com a altura de onda máxima, H_{max} , e com o período, T (ver Figura 10), ou seja, não se verifica a hipótese de que a lei de subpressões dinâmica é triangular, como admite a maioria das formulações de cálculo existentes.

A resultante das forças horizontais, F_h , foi obtida a partir da integração na vertical dos valores instantâneos de pressão e a resultante das forças verticais, F_v , por ajustamento linear das pressões medidas em cada instante e em cada sensor da base, integrando a distribuição de pressões obtida ao longo da base do caixotão (Figura 11).

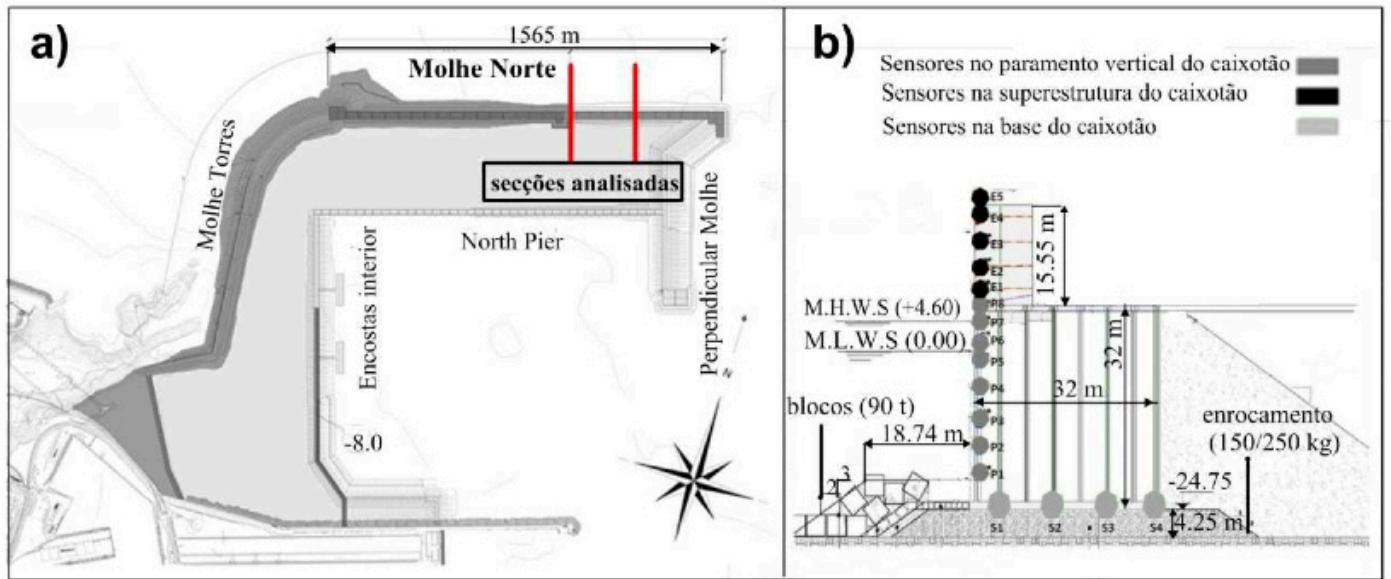


Figura 7. Planta do molhe Norte de Gijón, secções analisadas e localização dos sensores, Vilchez et al. (2011b).

Figure 7. Geometric characteristics of the North Breakwater and location of the pressure sensors, Vilchez et al. (2011b).

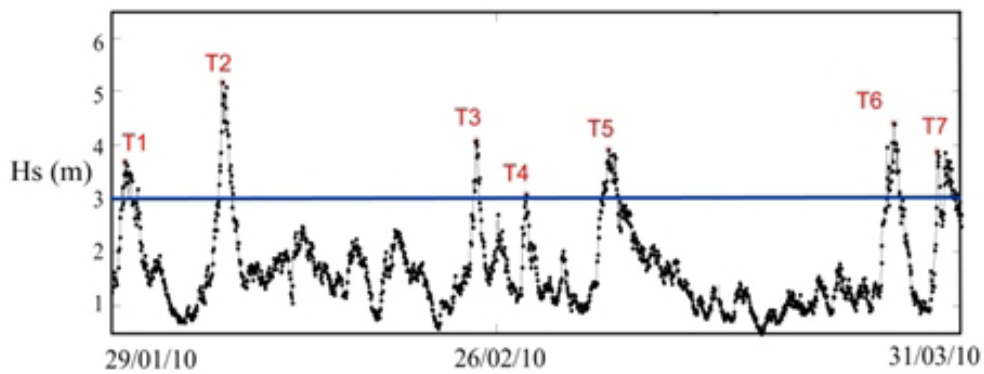


Figura 8. Variação da altura de onda significativa, H_s , dos estados de mar no período de estudo, Vilchez et al. (2011b).

Figure 8. Significant wave height, H_s , obtained for the sea states in the study period, Vilchez et al. (2011b).

Tabela 3. Características dos temporais no período de estudo, Vilchez et al. (2011b).

Table 3. Characteristics of the storms occurred in the study period, Vilchez et al. (2011b).

Temporal	H_s (m)	T_p (s)	β (°)
T1	3.69	10.3	3.3
T2	5.18	16.5	6.2
T3	4.08	15.2	18.8
T4	3.08	9.5	82.9
T5	3.83	8.8	84.5
T6	4.41	13.6	18.8
T7	3.88	11.9	32.1

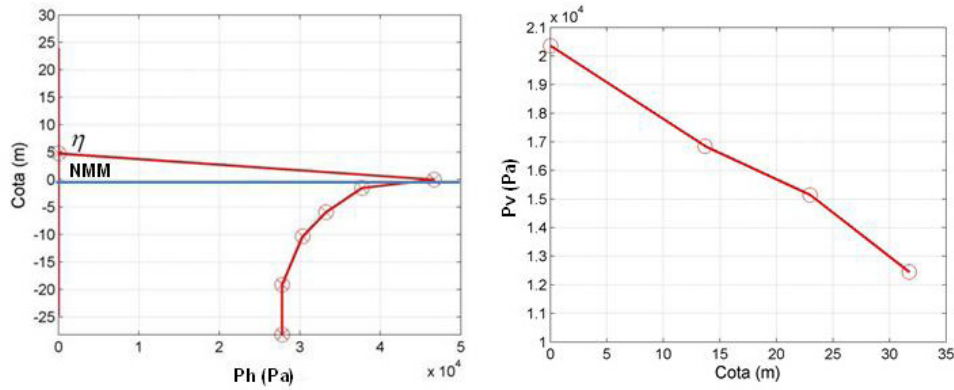


Figura 9. Diagramas de pressões horizontais, P_h , e verticais, P_v , obtidos num estado de mar.
Figure 9. Horizontal, P_h , and vertical, P_v , pressure laws measured.

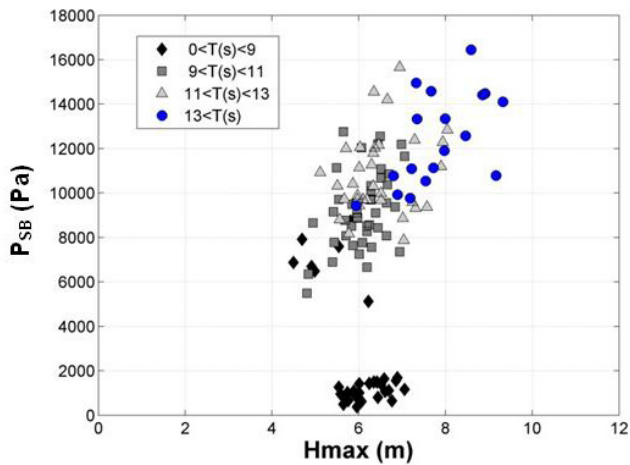


Figura 10. Valor da pressão no extremo de sotamar da base da estrutura, P_{SB} , para cada estado de mar, em função de H_{max} (Vílchez et al., 2011b).

Figure 10. Wave pressure at the toe of the structure, P_{SB} , as function of H_{max} (Vílchez et al., 2011b), for each sea state.

Por último, em cada estado de mar seleccionaram-se as resultantes das forças máximas horizontais e as correspondentes verticais e a distribuição de pressões e subpressões que produzia a força máxima horizontal e a que produzia a força máxima vertical (Vílchez et al., 2011b).

Os resultados mais importantes obtidos para este caso de estudo mostram que:

- Não há simultaneidade entre o valor máximo das resultantes das forças horizontais e verticais, como sugere a maioria das fórmulas;
- Existe uma envolvente de pares de valores ou combinações de forças cujo efeito sobre a estrutura pode ser tanto ou mais desfavorável que a combinação das duas forças máximas.

Com base nestes dados foi possível analisar as fórmulas para o cálculo de forças num quebra-mar vertical apresentadas no ponto 4.1. Assim, Vílchez et al. (2011a) compararam as pressões e forças calculadas com base nos dados medidos em Gijón e com base nas fórmulas de Fenton, Goda, Nagai e Sainflou para quatro estados de mar, cujas características se apresentam no Quadro 4.

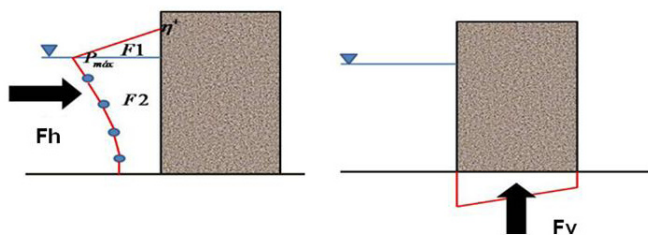


Figura 11. Metodologia de cálculo das forças horizontais, F_h , e verticais, F_v .

Figure 11. Methodology applied to calculate horizontal, F_h , and vertical forces, F_v .

Tabela 4. Características dos estados de mar analisados, Vílchez et al. (2011b).

Table 4. Characteristics of the sea state's analyzed, Vílchez et al. (2011b).

Caso	H_s (m)	H_{max} (m)	T_p (s)	Nível de maré (m)	β (°)
1	3.46	6.86	9.4	1.49	7.0
2	3.26	4.35	15.8	4.34	13.1
3	4.19	6.98	15.4	3.86	9.5
4	3.92	6.09	9.0	3.90	82.9

Nas Figuras 12, 13 e 14 apresentam-se as resultantes das forças horizontais, F_h , e verticais (subpressões), F_v , a cota máxima de água alcançada pela onda de projecto, η_{max} , e a pressão no nível de referência (NMM), p_1 , respectivamente, obtidas com a aplicação das fórmulas e com base nos dados medidos em Gijón para os quatro estados de mar.

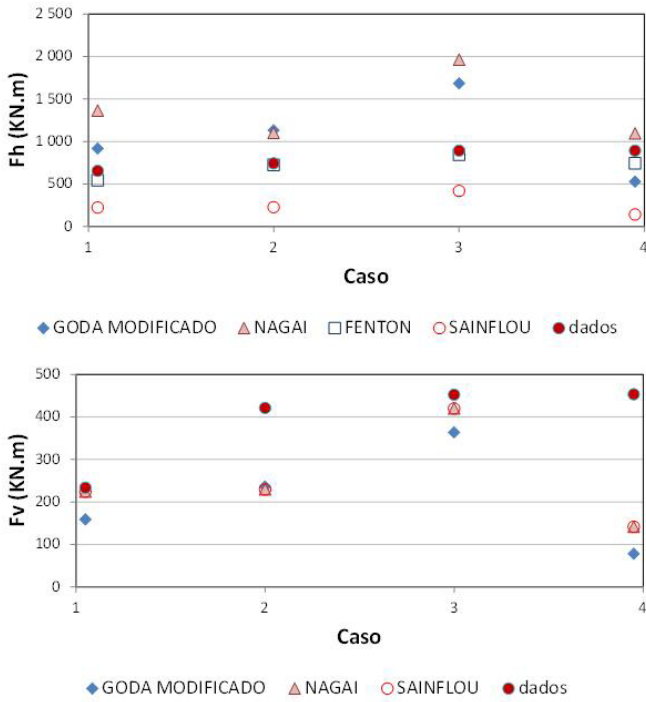


Figura 12. Resultantes das forças horizontais e verticais calculadas com as fórmulas e obtidas com base nos dados medidos no molhe Norte de Gijón (Vílchez et al., 2011a).

Figure 12. Comparison between the horizontal and vertical forces obtained with the theoretical formula and measured at the North Breakwater (Vílchez et al., 2011a).

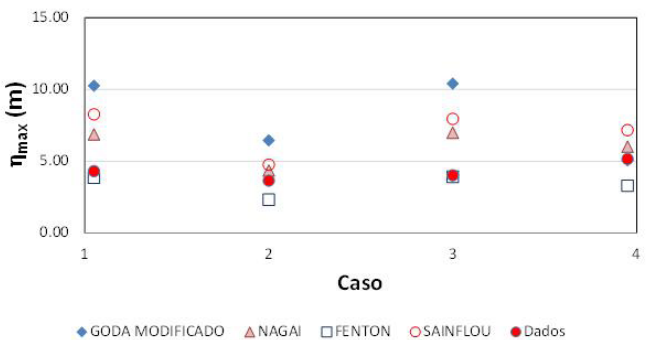


Figura 13. Cota máxima de água alcançada pela onda calculada com as fórmulas e obtida com base nos dados medidos no molhe Norte de Gijón (Vílchez et al., 2011a).

Figure 13. Comparison between maximum free surface elevation calculated with theoretical formula and measured at the North breakwater of Gijón (Vílchez et al., 2011a).

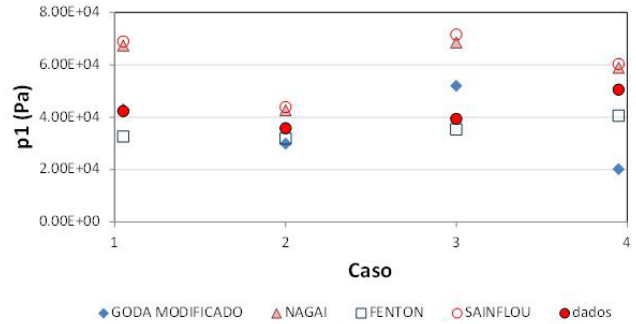


Figura 14. Valores de pressão no nível de referência (NMM), calculados pelas fórmulas e obtidos com base nos dados medidos no molhe Norte de Gijón (Vílchez et al., 2011a).

Figure 14. Comparison between pressures calculated for the reference water level, calculated with theoretical formula and measured in the North breakwater of Gijón (Vílchez et al., 2011a).

Da análise dos resultados destes estudos pode-se concluir que as principais deficiências das formulações normalmente utilizadas na determinação das forças actuantes em quebra-mares verticais são:

- O valor da cota máxima de água alcançada pela onda de projecto, η_{max} , é obtido unicamente a partir das características da agitação incidente, sem ter em conta a influência de factores tão importantes como a geometria e a disposição em planta do molhe. Este valor é fortemente sobrestimado por todas as fórmulas, excepto a de Fenton, que é a que, em geral, se aproxima mais aos valores medidos (ver Figura 13).
- Muitas destas formulações (Sainflou ou Nagai, por exemplo) não contemplam a influência da obliquidade da incidência da agitação marítima, do comprimento do molhe ou das dimensões e características do material granular onde ele assenta, e estas podem alterar substancialmente as leis de pressões e subpressões. Além disso, a incidência normal da agitação nem sempre é a mais desfavorável em todas as secções da estrutura (Vílchez et al., 2011b), tal como considera Goda na sua formulação.
- Considera-se uma lei de subpressões hidrodinâmicas triangular, com um valor nulo de subpressão no extremo de sotamar da base do molhe, o que nem sempre ocorre.
- As resultantes das forças máximas horizontais e verticais calculadas com as fórmulas apresentam grande dispersão de resultados quando comparadas com os dados medidos.
- Os valores de F_h , para estes casos, são subestimados pelas formulações de Sainflou e Fenton, e sobrestimados pela de Nagai, enquanto os valores de F_v são subestimados por todas as formulações (ver Figura 12). A formulação de Goda é a que apresenta maior variabilidade de resultados.
- Para analisar a estabilidade considera-se a resultante das forças horizontais máximas e assume-se que a resultante das forças verticais associadas também é a máxima associada aquele estado de mar, o que nem sempre ocorre.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresenta um resumo dos métodos mais utilizados para a determinação das resultantes das forças actuantes em quebra-mares verticais e mistos: as fórmulas empíricas e semi-empíricas e a modelação física.

As fórmulas empíricas ou semi-empíricas são o método mais utilizado no projecto, que têm como grande vantagem a facilidade de utilização. A sua principal desvantagem deve-se a que a aplicação directa destas formulações está limitada a estruturas de geometrias simples e a condições específicas de agitação e níveis de maré para que foram desenvolvidas. Além disso, algumas destas fórmulas baseiam-se em hipóteses simplificativas que nem sempre são válidas.

Os modelos físicos são um método bastante fiável para o cálculo de forças em estruturas monolíticas e permitem reproduzir os fenómenos físicos sem as simplificações inerentes aos modelos numéricos ou aos métodos analíticos. No entanto são caros e morosos e podem estar afectados por efeitos de escala.

Os dados de protótipo são raros mas extremamente importantes já que permitem verificar a qualidade das previsões obtidas pela aplicação das fórmulas. Com base em dados de campo medidos no quebra-mar vertical do Porto de Gijón entre Janeiro e Março de 2010, foi possível fazer uma apreciação das fórmulas para a determinação das resultantes das forças actuantes em quebra-mares verticais e verificar as principais deficiências destas fórmulas.

Com base nos resultados obtidos neste trabalho, foi possível definir os seguintes critérios a ter em conta no dimensionamento de quebra-mares verticais, de forma a otimizar o projecto e a garantir que a estrutura cumpre, com segurança e economia, os requisitos de projecto:

- O valor da cota máxima alcançada pela onda de projecto (η_{\max}) é a principal variável a ter em conta no dimensionamento já que a partir dela é possível calcular a pressão máxima para o nível médio do mar de referência. Assim, o seu valor deve ser obtido através da aplicação de modelos numéricos que permitam conhecer correctamente a repartição de energia em frente à estrutura, tendo em conta quer as características da agitação, quer as da geometria da estrutura e as do escoamento nos mantos porosos da fundação.
- A pressão hidrodinâmica horizontal máxima, P_{\max} , pode ser calculada com base na cota máxima alcançada pela onda de projecto (η_{\max}), através da expressão: $P_{\max} = \rho g \eta_{\max}$;
- A subpressão hidrodinâmica a sotamar da estrutura não é sempre nula, depende da energia transmitida através dos mantos porosos. Quando o cálculo de subpressões é feito com base em ensaios de laboratório, deve-se verificar se o resultado está afectado por efeitos de escala, devido à reprodução incorrecta das características do manto da fundação, nomeadamente da sua porosidade. A correcção do tamanho do material dos mantos de forma a evitar efeitos de escala pode permitir evitar os erros no cálculo das subpressões.
- Os modos de ruína devem ser verificados para as combinações de forças horizontais e verticais cujo efeito seja o mais desfavorável.

BIBLIOGRAFIA

- Bullock, G.N.; Obhrai, C.; Peregrine, D.H.; Bredmose, H. (2007) – Violent breaking wave impacts. Part 1: Results from large-scale regular wave tests on vertical and sloping walls. *Coastal Engineering*, 54(8):602–617. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2006.12.002
- CIRIA, CUR, CETMEF (2006) – *The Rock manual. The use of rock in hydraulic engineering*. 2nd edition, 1304p., C683, CIRIA (Construction Industry Research & Information Association), Londres, Reino Unido. ISBN: 978-0860176831
- Cooker, M.J.; Peregrine, D.H. (1990) - A model for breaking wave impact pressures. *Proceedings 22nd International Conference on Coastal Engineering*, pp.1473-1486, ASCE (American Society of Civil Engineers), Delft, Holanda.
- Cuomo, G.; Allsop, W.; Takahashi, S. (2010) – Scaling wave impact pressure on vertical walls. *Coastal Engineering*, 57(6):604–609. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2010.01.004
- Cuomo, G.; Piscopia, R.; Allsop, W. (2011) - Evaluation of wave impact loads on caisson breakwaters based on joint probability of impact maxima and rise times. *Coastal Engineering*, 58(1):9–27. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2010.08.003
- Fenton, J.D. (1985) - Wave forces on vertical walls. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, ASCE (American Society of Civil Engineers), 111(4):693-717. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-950X(1985)111:4(693).
- Goda, Y. (1974) - New wave pressure formulae for composite breakwaters. *Proceedings of the 14th International Coastal Engineering Conference*, 3:1702-1720, ASCE (American Society of Civil Engineers), Copenhagen, Dinamarca.
- Goda, Y. (1985) – Design of Vertical Breakwaters. In: Y. Goda, *Random seas and design of maritime structures.*, pp.107-162, University of Tokio Press, Tóquio, Japão. ISBN: 978-0860083696
- Hiroi, I. (1919) - A formula for evaluating breaking wave pressure intensity in the case of breaking waves. *Journal of the College of Engineering*, 11-21, Tokio Imperial University. Tóquio, Japão.
- Kortenhaus, A.; Oumeraci, H. (1998) - Classification of Wave loading on monolithic coastal structures. *Proceedings of the 26st International Coastal Engineering Conference*, 1:867-880, ASCE (American Society of Civil Engineers), Copenhagen, Denmark.
- Kortenhaus, A.; Oumeraci, H. (1999) - Scale effects in modeling wave impact loading of coastal structures. *Proceedings of the Hydralab workshop on Experimental Research and Synergy Effects with Matematical Models*, 285-294, Hannover, Alemanha.
- Korthenhaus, A.; Van der Meer, J.; Burchart, H.F.; Geeraerts, J.; Pullen, T.; Ingram, D.; Troch, P. (2005) - *CLASH: D40 Report on Conclusions of Scale Effects: Workpackage 7: Quantification of Measurement Errors, Model and Scale Effects related to Wave Overtopping*. 565p., Universitetsforlag, Alborg, Dinamarca.
- Losada, M.A.; Martin, F.L.; Medina, R. (1995) - Wave kinematics and Dynamics in Front of Reflective Structures. In: *Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures.*, pp.282-310, ASCE (American Society of Civil Engineers), Reston, Virginia, U.S.A. ISBN: 0784400807

- Nagai, S. (1973) - Wave forces on structures. *Advances in Hydrosience* (ISSN: 0065-2768), 9:253-324, Academic Press, New York, NY, U.S.A.
- Oumeraci, H.; Kortenhaus, A.; Allsop, N.W.H.; de Groot M.B.; Crouch R.S.; Vrijling J.K.; Voortman H.G. (2001) - *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, 392p., A. A. Balkema, Rotterdam, Holanda. ISBN: 90 580 248 8.
- Peregrine, D.H. (2003) - Water-wave impact on walls. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 35:23-43. DOI: 10.1146/annurev.fluid.35.101101.161153
- Peregrine, D.H.; Topliss, M.E. (1994) - The pressure field due to step water waves incident on a vertical wall. *Proceedings of the 24th International Conference Coastal Engineering*, pp.1496-1510, ASCE (American Society of Civil Engineers), Kobe, Japão.
- Pérez-Romero, D.M.; Ortega-Sánchez, M.; Moñino, A.; Losada, M.A. (2009) - Characteristics friction coefficients and scale effects in oscillatory porous flow. *Coastal Engineering*, 56(9):931-939. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2009.05.002
- Sainflou, M. (1928) - Essai sur les digues maritimes verticales. *Annals des Ponts et Chaussées, 1^{re} Partie*, (98):4, 5-48, Paris, França.
- Schmidt, R.; Oumeraci, H.; Partenscky, H.W. (1992) - Impact loadas induced by plunging breakers on vertical structures. *Proceedings of the 23rd International Conference on Coastal Engineering*, pp.1545-1558, ASCE (American Society of Civil Engineers), Veneza, Itália.
- Takahashi, S. (1996) - *Design of vertical breakwaters*. 105p., Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japão
- Takahashi, S.; Tanimoto, K.; Shimosako, K. (1994) - A proposal of impulsive pressure coefficient for design of composite breakwaters. *Proceedings of the International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbour Construction*, 489-504, Port and Harbour Institute, Yokosuka, Japão.
- Tanimoto, K.; Moto, K.; Ishizuka, S.; Goda, Y. (1976) - An investigation on design wave force formulae of composite-type breakwaters. *Proceedings of the 23rd Japanese Conference on Coastal Engineering*, pp. 11-16. *Em japonês*.
- Vílchez, M.; Clavero, M.; Neves, M.G.; Losada, M. A. (2011a) - Pressões e subpressões em quebra-mares verticais não galgáveis. *7^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária*, Delegação Portuguesa da PIANC, Porto, Portugal. Versão electrónica.
- Vílchez, M.; Moyano, J.; Clavero, M.; Losada, M: A. (2011b) - Forces and subpressures on non-overtoppable vertical breakwaters. *Proceedings of the 6th International Conference on Coastal Structures*, COPRI/ASCE (American Society of Civil Engineers), ASCE, Japão. *Em publicação*.
- Walkden, M.J.; Wood, D.J.; Bruce, T.; Peregrine, D.H. (2001) - Impulsive seaward loads induced by wave overtopping on caisson breakwaters. *Coastal Engineering*, 42(3):257-276. DOI: 10.1016/S0378-3839(00)00063-6
- Wolters, G. (2007) - *Guidelines for physical model testing of breakwaters. Rubble mound breakwaters*. Hydralab III Report, 39p., Delft, Holanda. Não publicado.