



PRESSÃO EXERCIDA PELA REBENTAÇÃO DE ONDAS EM PAREDES VERTICAIS E INCLINADAS

Lucília Alves Luís

CONSULMAR - Projectistas e Consultores Lda., R. Joaquim António de Aguiar, 27 – 9º, Lisboa

SUMÁRIO

Este trabalho é baseado em estudos de outros investigadores, especialmente Muller e Kirkgoz. Tem como principal objectivo a análise da relação entre os impactos gerados pela rebentação da onda e a inclinação da face exposta duma estrutura. Para concretizar este objectivo, num canal de ondas foi construído um dispositivo de ensaio constituído por uma parede transversal, rígida e articulada, que pode assumir as inclinações 0°, 15° e 30°. Os ensaios consistiram em avaliar, para cada inclinação da parede, os impactos gerados pela rebentação de ondas regulares, com diferentes alturas e períodos. Durante os ensaios foram mantidos constantes a profundidade e a inclinação do fundo. Os resultados demonstram que a intensidade do impacto, ao contrário da duração, é maior em estruturas verticais do que inclinadas. Os resultados dos ensaios são concordantes com os de Muller (1993) mas divergentes com os de Kirkgoz (1993).

INTRODUÇÃO

No âmbito do projecto da Central Piloto de Energia das Ondas Construída em Porto Cachorro, Ilha do Pico, Açores, e com o intuito de expandir a construção de centrais idênticas nas Ilhas e no Continente, surgiu a necessidade de estabelecer um método de dimensionamento que permita a construção económica e segura destas estruturas. Este tipo de estruturas está exposta à acção das ondas e, por conseguinte, sujeita a elevados impactos quando ocorre rebentação sobre a sua parede frontal.

As ondas são a acção mais importante a que as estruturas costeiras estão sujeitas, especialmente quando estas se encontram em zonas de rebentação. Os impactos por elas gerados são muito difíceis de determinar e os métodos actualmente propostos pelos regulamentos e manuais são inconsistentes uns com os outros e com as medições de campo (Muller and Whittaker, 1996).

A necessidade crescente de determinar apropriadamente os impactos gerados pela rebentação das ondas levou a que vários investigadores de 8 países europeus de 23 instituições se reunissem num projecto designado de *MAST III (MARine Sciences and Technologies)* no qual se incluiu o Projecto de Investigação *PROVERBS (PRObabilistic design tools for VERTical breakwaterS)* (MAST, 1999), cujo principal objectivo foi a determinação dos impactos gerados pelas ondas em estruturas verticais. O *PROVERBS* dedicou-se apenas ao estudo de quebra-mares com paramentos verticais, excluindo os paramentos inclinados. No âmbito das estruturas com paramentos inclinados apenas se conhecem dois investigadores que se dedicaram ao seu estudo, Muller e Kirkgoz, cujos resultados não são no entanto concordantes. Muller (1993) chegou à conclusão que os impactos são maiores em estruturas verticais do que em estruturas inclinadas, enquanto Kirkgoz (1993) chegou à conclusão que os impactos são superiores em estruturas inclinadas.

Embora este assunto tenha sido e continue a ser objecto de estudo por todo o mundo, em Portugal não há conhecimento de nenhum trabalho feito neste domínio, uma vez que este tipo de estrutura também não é muito comum no nosso país.

O principal objectivo deste trabalho é a análise do comportamento dos impactos em estruturas com paramentos verticais e inclinados. A realização de todo o trabalho de investigação foi inspirado nos estudos efectuados por Muller e por Kirkgoz. À semelhança destes investigadores, a via de abordagem escolhida foi a experimental.

Os ensaios foram realizados no canal de ondas do Laboratório de Hidráulica e Recursos Hídricos (LHRH) do Departamento de Civil e Arquitectura (DECivil) do Instituto Superior Técnico, entre Novembro de 1999 Junho de 2000.

Estes consistiram em fazer variar a inclinação da parede (0° , 15° e 30°) e, para cada inclinação, fazer variar a altura da onda e o período. Os parâmetros que se mantiveram constantes foram a profundidade e a inclinação do fundo. Para cada combinação da altura da onda, período e inclinação da parede, o ensaio foi repetido 5 vezes.

Os ensaios realizados, embora com reduzido número de repetições, possibilitaram a compreensão do comportamento dos impactos em estruturas verticais e inclinadas, nomeadamente quanto à sua intensidade, duração, localização do impacto máximo, distribuição vertical da pressão, efeito da presença da estrutura na rebentação, efeito da reflexão na rebentação, importância da emulsão de ar na rebentação. Não possibilitaram no entanto o tratamento estatístico dos dados á semelhança do que foi feito por Kirkgoz e Muller.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No que se segue, faz-se referência a vários investigadores que estudaram a problemática dos impactos em estruturas verticais e inclinadas, e apresentam-se as principais características dos métodos de cálculo que sugeriram. A abordagem, muito sumária, tem apenas o objectivo de dar uma visão geral do tema e de fazer o seu enquadramento temporal.

Em 1919, Hiroi propôs uma relação simples entre a altura da onda e a pressão (uniforme) gerada pelo impacto desta ao longo da parede vertical de um quebra-mar, para aplicação em condições de rebentação de ondas em águas pouco profundas, baseando-se em medições de campo efectuadas por Stevenson em 1886. Este método foi muito usado no Japão até ao aparecimento da método de Goda.

O método introduzido por Saintflou em 1928, surge como uma melhoria do método de Benezit (1923) e é baseado na teoria rotacional. Foi estudado para calcular impactos provocados por ondas estacionárias e foi usado, por muitos anos, em dimensionamento de paredes e quebra-mares verticais em todo o mundo incluindo no Japão, antes do aparecimento do método de Goda. Este método tem a particularidade de proporcionar fórmulas para o cálculo das pressões geradas pelas cristas e pelas cavas.

Em 1935, no congresso da PIANC, o método de Saintflou foi recomendado para estimar as pressões, mas apenas quando geradas por ondas estacionárias.

O método mais frequentemente mencionada para o cálculo da pressão gerada pela rebentação de ondas sobre quebra-mares verticais, é o de Minikin, que foi originalmente desenvolvido para quebra-mares mistos, no início dos anos 50 e revista em 1963. Mais tarde, foi modificado e adoptado pela conhecida publicação *Shore Protection Manual* (CERC, 1984), para servir de base ao cálculo de quebra-mares verticais e paredes simples. Embora tanto o método de Minikin como a versão do *Shore Protection Manual* não descrevam apropriadamente os impactos gerados pela rebentação de ondas, estes têm provavelmente sido os mais usados até aos nossos dias (HTG, 1997).

Para quebra-mares de caixotões assentes em prisma de fundação de enrocamento, Ito recomendou, em 1971, o uso do método de Hiroi, para alturas de onda significativa ($H_{1/3}$) maiores que metade da profundidade (h) a que se encontra a berma do prisma de fundação ($2H_{1/3} > h$), para os outros casos o mesmo autor recomenda ainda o uso do método de Saintflou.

Goda desenvolveu, em 1973, um método para calcular as forças provocadas pelas ondas em quebra-mares verticais e mistos, através da combinação de experiências laboratoriais e estudos teóricos. Após ter sido modificado por Tanimoto em 1976, por forma a incluir o efeito da obliquidade da onda, passou em 1979 a ser o método adoptado pelo regulamento Japonês (Goda, 1995) para o dimensionamento de quebra-mares verticais, tendo em consideração ondas estacionárias, em processo de rebentação e ondas já rebentadas. Em 1988, foi igualmente adoptado pela já referida publicação *Shore Protection*

Manual, em substituição do método de Minikin modificado (CERC, CETN-III-38, 3/88), assim como pelo British Standard em 1986 (emenda nº1); é citado no *Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering* (CIRIA/CUR, 1991).

O método de Goda apresenta muitas vantagens em relação aos que lhe são anteriores, nomeadamente o facto de poder ser aplicado para todas as condições de onda: estacionárias, em processo de rebentação ou já rebentadas. A altura da onda de projecto a considerar na aplicação da fórmula é a altura máxima, que pode ser avaliada através de ábacos ou equações definidas. É parcialmente baseado na teoria não linear e pode representar as características da pressão da onda através da consideração de duas componentes da pressão, estática e dinâmica. Consequentemente, a sua aplicação é fácil a outros tipos de estruturas, nomeadamente, paredes verticais. Além das vantagens já mencionadas, o método de Goda inclui e clarifica o conceito das subpressões (Takahashi, 1996), assim como possibilita o cálculo das pressões devidas às cristas e às cavas. O método de Goda é, actualmente, o mais conceituado. Contudo, estudos efectuados recentemente, levam a considera-lo inadequado para a determinação das pressões quando as estruturas estão sujeitas a forte rebentação (Allsop et al., 1996). Além disso o método de Goda tem vindo a ser modificado por forma a incluir o efeito dos factores de forma estrutural e coeficientes de pressão impulsiva, (Takahashi, 1996).

Em 1974, Nagai e Kurata desenvolveram um método que inclui como parâmetros importantes a profundidade em frente da estrutura vertical, assim como a largura da berma do prisma de fundação.

Blackmore & Hewson (1984) desenvolveram um modelo para descrever as pressões de impacto em paredes, baseado em medições de campo. O método por eles sugerido tem a particularidade de incluir a rugosidade do fundo (Muller e Whittacker, 1996); em 1984 foi incluído no British Standard (BS 6349).

Partensky (1988) sugeriu um método de cálculo das pressões de impacto de muito curta duração (0.01 a 0.03s), que inclui um coeficiente que traduz a quantidade de ar contido no processo de rebentação.

Em 1994, Takahashi apresenta uma extensão do método de Goda, onde inclui factores de modificação geométrica e o coeficiente de pressão impulsiva, por forma a este poder ser aplicado a outros tipos de estruturas verticais.

Devido à inconsistência revelada entre os vários métodos, nos anos 90 foram desenvolvidos vários esforços com o objectivo de obter métodos mais realistas, para a determinação do impacto das ondas gerado pela rebentação sobre paredes verticais. Actualmente muitos investigadores partilham a opinião de que terá que ser criado um método probabilístico de determinação dos impactos, devido ao carácter aleatório destes e do processo de geração de ondas.

Bagnold (1939) foi provavelmente o primeiro investigador a preocupar-se com o carácter aleatório das pressões geradas pela rebentação de ondas em estruturas verticais. Também Denny (1951) chegou à conclusão de que as pressões de impacto apenas podem ser descritas por leis estocásticas. Em 1969 Fuhrboter desenvolveu uma expressão de cálculo das pressões que incluía um parâmetro estatístico. Mais recentemente, Muller (1993) e Kirkgoz (1993), com base nas suas próprias medições, propõem a previsão das pressões de impacto em paredes verticais e inclinadas através de métodos probabilísticos. Nesta linha, surge ainda Allsop & Vicinanza que desenvolveram um método baseado na realização de ensaios em modelo, inseridos no programa MAST II (Allsop & Vicinanza, 1996). Também Klammer desenvolveu um método que permite a análise dinâmica, baseada na teoria do impulso e em investigações experimentais (Klammer et al., 1996).

A necessidade crescente de determinar apropriadamente os impactos gerados pela rebentação das ondas, levou a que vários investigadores de 8 países europeus de 23 instituições se reunissem num projecto designado de MAST III (*MARine Sciences and Technologies*) no qual se inclui projecto de investigação *PROVERBS (PRObabilistic design tools for VERTical breakwaterS)* (MAST-PROVERBS, 1996-1999), cujo principal objectivo é a determinação dos impactos gerados pelas ondas em estruturas verticais. Neste projecto, que esteve em curso entre 1996 e 1999, estiveram envolvidos nele os seguintes investigadores: H. Oumeraci, W. Allsop M. de Groot, R. Crouch, H. Vrijling, H. Burcharth, H. Peregrine, B.

Madrigal, M. van Gent, L. Franco, P. Hewson, A. Lamberti, W. Richwien, M. Bêlorgey, A. Martinez, K. Andersen, B. Easson, I. Losada, G. Muller, E. Benassai, J. Isnard, J. B. Kovarik, M. di Geronli, entre outros.

Todos os investigadores mencionados dedicaram-se ao desenvolvimento de métodos de previsão dos impactos gerados pela rebentação das ondas em paredes verticais; fazem excepção Muller e Kirkgoz que estudaram também os impactos em paredes inclinadas, mas apenas Kirkgoz propôs um método de cálculo.

A descrição mais detalhada de cada um dos métodos propostos por cada investigador, é apresentada em Luís, L. (2001).

REBENTAÇÃO

A geração do processo de rebentação e conseqüentemente dos impactos sobre estruturas envolve um elevado número de parâmetros, o que torna o desenvolvimento dos métodos de cálculo um trabalho muito complexo. Os parâmetros envolvidos no processo de geração dos impactos são:

- relativos à onda: altura ao largo, local ou na rebentação; período; declividade; comprimento de onda; celeridade; ângulo de incidência; quantidade de ar envolvido no processo de rebentação; tipo de rebentação.
- relativos ao meio físico: profundidade local ou na rebentação; profundidade a que se encontra o prisma de fundação; profundidade a que se encontra o base da superestrutura; declive do fundo; rugosidade do fundo.
- relativos à estrutura: geometria do prisma de fundação; largura da berma; inclinação do talude; altura da superestrutura; inclinação da superfície que recebe o impacto; coeficiente de reflexão da estrutura, entre outros.

Kirkgoz (1978) estudou a rebentação sobre estruturas verticais, tendo chegado à conclusão que é a rebentação mergulhante perfeita que causa maiores impactos. De acordo com o autor, a rebentação mergulhante perfeita dá-se quando a face da onda no instante do impacto se encontra vertical e paralela à superfície, gerando pressões muito elevadas quase simultâneas.

DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO DE EXPERIMENTAÇÃO

Para a realização da parte experimental do trabalho foi possível mobilizar o seguinte equipamento:

- um canal equipado com gerador de ondas (irregulares, regulares e solitárias) comandado por computador;
- três sondas resistivas;
- quatro transdutores de pressão;
- equipamento de aquisição de dados.

O gerador é comandado através da cabina de controle onde se encontra o computador, o módulo de controle remoto, o módulo de filtragem do sinal enviado pelo PC através do programa Wavegen e o módulo do controlador hidráulico. O programa Wavegen permite a geração dos estados de agitação pretendidos, nomeadamente ondas irregulares, ondas regulares ou ondas solitárias. No caso das ondas regulares (os ensaios foram realizados apenas com ondas regulares) o programa permite definir a escala do modelo, a altura da onda, a frequência, a profundidade da água junto à pá e o "ramp period" (Quando o gerador arranca, a amplitude do movimento do batedor, inicialmente reduzida, vai crescendo no tempo até ao valor necessário à geração da altura H. O "período de rampa", em regra de poucos segundos, é o intervalo de tempo daquela fase inicial do crescimento da altura H) (HR Wallingford, 1993).

A máxima altura de onda $H_{máx}$ que pode ser gerada no canal é de 0.25m para uma altura de água de 0.50m e de 0.20m para uma altura de água de 0.40m. O canal de ondas usado na execução dos ensaios tem um comprimento total de 20.00m, altura de 1.00m e largura interior de 0.70m. O canal é formado por uma estrutura metálica de suporte, sendo as suas paredes em vidro duplo.

As sondas consistem em dois varões de aço (eléctrodos) com 0.30m de comprimento. São simples instrumentos de medição do nível da água que operam através da leitura da corrente que, dada a condutividade eléctrica da água, passa de um eléctrodo para outro na sua parte imersa. A corrente que passa pela sonda é pois proporcional à profundidade de imersão. As sondas são ligadas por cabos ao módulo de filtragem, que por sua vez está ligado a um computador que faz a aquisição e tratamento de dados. A resolução do sistema de leitura é de 0.2mm. O posicionamento das sondas foi realizado através de uma estrutura metálica suspensa nas paredes laterais do canal.



Fot.1 – Transdutor de pressão



Fot.2 – Canal de ondas do LHRH-IST



Fot.3 –Sonda resistiva



Fot.4 - Placa de aquisição, Spider 8

Os transdutores utilizados na medição de pressões na parede da instalação de ensaio são da marca Kulite Semiconductor, modelo XTC-190M-10D os quais, segundo indicação do fabricante apresentam as seguintes características: tempo de resposta, aproximadamente 5 micro segundos ($5 \mu s = 5 \cdot 10^{-6} s = 200\,000 \text{ Hz}$); tensão de excitação, 10 V (em corrente contínua); relação entre o sinal de saída e a pressão medida, 9.541 mV/PSI. A tensão de alimentação média dos transdutores é 10 V, a pressão máxima admitida é 20 PSI e a máxima pressão de referência é 10 PSI.

A aquisição de dados relativa às alturas de onda foi realizada através do programa HR Waves que corre em MS-DOS. Através deste programa é possível calibrar as sondas, fazer a análise espectral e

estatística dos dados. Estes podem ser recolhidos e armazenados no disco para análise posterior, através da variada gama de opções que o programa dispõe, ou gravados em vários formatos para permitir o tratamento dos dados noutros programas. A frequência de aquisição adoptada para a leitura das alturas de onda foi de 20 Hz.

A aquisição de dados relativa às pressões foi realizada através de um Spider8, um moderno equipamento electrónico com multicanais para medição dinâmica simultânea, ligado ao computador. É composto por 6 canais, cada um podendo receber até 9600 registos com uma resolução de 16 bites é estável e imune a interferências. Cada canal de medição oferece um elevado número de funções: sensor de excitação, adaptação de sinal, conversão de A/D e filtragem.

O Spider8 tem associado um software que corre em MS-Windows. O software permite uma variada gama de opções, nomeadamente a calibração dos transdutores, a escolha do tipo de medição (contínua, periódica ou instantânea), e a visualização das medições efectuadas através de indicadores digitais, registadores de sinal ou gráficos. Permite a armazenagem dos dados em ficheiros de vários formatos por forma a que possam ser tratados por outros programas, entre outras opções. Através deste equipamento fez-se a aquisição simultânea dos valores da pressão em quatro transdutores. Os registos foram efectuados a uma frequência de 1200Hz. A elevada frequência escolhida prende-se com o facto de só assim ser possível registar os picos de pressão.

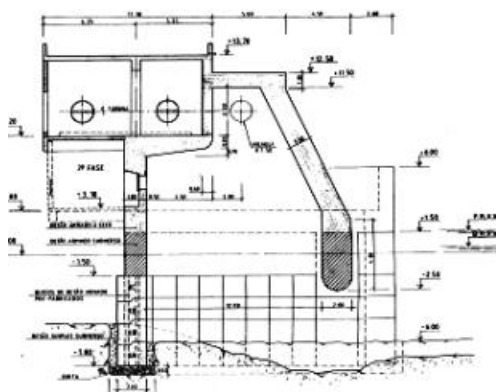
DESCRIÇÃO DA INSTALAÇÃO DE ENSAIO

A instalação de ensaio pretende simular “parcialmente” a situação em que se encontra a Central Piloto de Energia das Ondas do tipo Coluna de Água Oscilante, construída em Porto Cachorro, que se situa na costa Norte da Ilha do Pico, Arquipélago dos Açores.

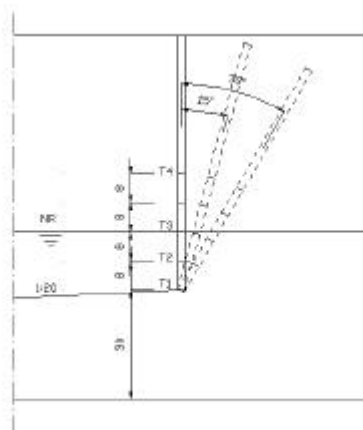
Protótipo – Central de Energia das Ondas

A central Piloto de Energia das Ondas foi construída com o intuito de testar a rentabilidade da extracção da energia das ondas do mar. O Projecto, coordenado pelo Instituto Superior Técnico (Falcão A.F.O., 1997), incluiu a participação de Portugal, Reino Unido e Irlanda. Entre outras dificuldades, a equipa responsável pelo projecto (os participantes neste projecto são o IST, a Empresa de Electricidade dos Açores EP, a Electricidade de Portugal SA, o INETI, a Efacec Sistemas de Electrónica SA, a Profabril Centro de Projectos SA, a Queen,s University of Belfast e o University College Cork) foi defrontada com a necessidade de estimar as acções a que a estrutura iria ficar sujeita, entre elas a rebentação das ondas. Sabendo que os métodos para a determinação do impacto causado pela rebentação em estruturas verticais e inclinadas não oferecem ainda total credibilidade, especialmente no caso de paredes inclinadas em que quase não existem recomendações de projecto, e que os estudos feitos sobre esta matéria são poucos e inconclusivos, foi sugerido que se realizasse um estudo teórico e experimental sobre esta matéria.

Para reduzir o efeito dos impactos causados pela rebentação, a parede frontal foi projectada com uma inclinação de 30° (ver fig.1a) no troço emerso, e vertical no seu troço parcialmente imerso. Ao nível do bordo inferior do troço vertical imerso, foi projectada uma abertura de comunicação com o mar com 2.50m de altura.



a)



b)

Fig. 1 – (a)Secção transversal da Central Piloto de Energia das Ondas de Porto Cachorro – Ilha do Pico. (Profabril) (b); Representação esquemática da instalação de ensaio.

Instalação de Ensaio

A instalação de ensaio construída à escala 1:50 é constituída por uma parede articulada suspensa numa estrutura rígida metálica amovível, que permite o posicionamento da parede em três posições distintas, vertical (0°) e inclinada a 15° ou 30° (ver fig.1b). O fundo é fixo, constituído por uma rampa com 6.00m de comprimento e uma inclinação de 1/20, apoiada numa estrutura metálica.

A opção de construir uma estrutura rígida prende-se com o facto de ser necessário garantir que a esta não absorve por flexão parte da energia resultante da rebentação. Para o efeito, a estrutura de apoio da parede é triangulada, constituída por perfis metálicos ocios de secção rectangular de $30 \times 20 \times 2$ mm e fixa superiormente na estrutura do canal. O material usado na construção da parede foi o PVC em placas de 10mm; na rampa do fundo utilizaram-se placas de PVC de 5mm. As placas foram fixas à estrutura de apoio através de rebites de alumínio POP.

A profundidade escolhida para efectuar os ensaios foi a correspondente à profundidade máxima no protótipo que é de aproximadamente 8.00m. As alturas e períodos de onda são os descritos no ponto relativo à descrição dos ensaios.

A eixo da parede foram feitos 4 furos, onde foram alojados 4 transdutores de pressão. Dois dos transdutores foram instalados na parte imersa da parede: o transdutor 1 junto ao fundo e o transdutor 2 afastado do transdutor 1 de 0.08 m. O transdutor 3 foi instalado ao nível de repouso, a que se seguiu o quarto transdutor, colocado na zona emersa da parede, afastado do transdutor 3 de 0.16m. A instalação de ensaio assim como a disposição dos transdutores pode ser mais facilmente compreendida através da observação da fig.1b.

CRITÉRIOS DE SEMELHANÇA CONSIDERADOS NA CONSTRUÇÃO DO MODELO

Conforme é possível concluir da descrição apresentada do protótipo e da instalação de ensaio, estes não são geometricamente similares. A parede da instalação de ensaio apresenta uma face num só plano cuja inclinação é passível de ser alterada, enquanto a parede frontal do protótipo apresenta uma face em dois planos, um inclinado a 30° e outro vertical com uma abertura no fundo. A inclinação do fundo também não é semelhante, sendo no protótipo de aproximadamente 2,5% e na instalação de ensaio de 5%.

A opção de não construir a instalação de ensaio geometricamente similar ao protótipo, prende-se com o facto de que o principal objectivo deste estudo é determinar a relação entre os impactos em paredes verticais e inclinadas e não o de determinar quais as pressões a que a estrutura do protótipo está sujeita.

A construção do modelo obedeceu aos seguintes critérios de semelhança:

1) – Escala dos comprimentos (ou escala linear)

A geometria do modelo e as alturas de onda foram definidas por uma escala linear $N_L=50$, entendida como a relação entre qualquer comprimento no protótipo e o correspondente comprimento no modelo.

$$N_L = L_p/L_m = 50 \quad (1)$$

$$L_m = L_p/50 \quad (2)$$

em que é

N_L a escala dos comprimentos

L_p um comprimento no protótipo

L_m o correspondente comprimento no modelo

2) - Semelhança geométrica

A instalação de ensaio foi construída considerando a escala horizontal e a escala vertical iguais (distorção nula).

3) - Semelhança cinemática

A semelhança cinemática é traduzida pela relação

$$N_V = N_L^{0.5} \quad (3) \quad \text{Sendo}$$

$N_V = N_L/N_T$, obtém-se a escala dos tempos

$$N_T = T_p/T_m \quad (4)$$

em que

N_T e N_L são as escala de tempo e de comprimento

T_p e T_m são o período no protótipo e no modelo, respectivamente.

A escala de velocidades (N_V) é deduzida através da conhecida lei da semelhança de Froude, que traduz a igualdade dos Números de Froude (Fr) no protótipo e no modelo: $Fr_p = Fr_m$ ou $N_{Fr}=1$. Sabendo que este número adimensional traduz a relação entre as forças de inércia e as forças gravíticas que actuam sobre cada partícula líquida, a semelhança de Froude garante que esta relação no modelo se mantém idêntica à do protótipo.

4) - Semelhança dinâmica

Considerou-se que as características do fluido no protótipo e na instalação de ensaio são iguais, embora o peso específico da água doce não seja igual ao da água salgada.

EFEITOS DE ESCALA EM ESTRUTURAS DE PAREDES VERTICAIS SUJEITAS À REBENTAÇÃO

Dado que a instalação de ensaio não é geometricamente similar ao protótipo e que existem efeitos de escala desconhecidos relacionados com as pressões (Hughes, 1995), considerou-se arriscado fazer a conversão dos valores da pressão obtidos na instalação de ensaio para o protótipo.

Os efeitos de escala em estruturas verticais sujeitos à rebentação de ondas são muito difíceis de definir (Hughes, S.A.,1995) devido à quantidade de ar preso, que nos ensaios em laboratório é menor que no protótipo, enquanto com as bolhas de ar acontece o inverso. De facto os efeitos de escala inerentes a estes fenómenos são ainda desconhecidos nesta data. Para evitar este e outros problemas, o ideal é usar para os modelos físicos as maiores escalas possível ou até mesmo a escala natural.

A escala escolhida para a construção da instalação de ensaio ($N_L=50$) foi a maior possível tendo em conta as limitações imposta pelo equipamento de experimentação.

Allsop et al (1996) mencionam que as pressões do tipo pulsatório podem ser convertidas dos modelo reduzidos para o protótipo, através do método de Froude, sem efeitos de escala significativos. O mesmo não acontece com as pressões de impacto que são potencialmente influenciadas pelos efeitos de escala, o que conduz a que as pressões de impacto convertidas directamente pelo método de Froude sobredimensionam as pressões no protótipo. As pressões de impacto em modelos reduzidos são superiores em magnitude e inferiores em duração, relativamente ao protótipo. O recurso ao método de Froude conduz a um sobredimensionamento das cargas e a um subdimensionamento da duração.

DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

O principal objectivo dos ensaios de pressão foi a avaliação da magnitude dos impactos na parede em cada uma das posições, vertical (0°) e inclinada a 15° ou 30° , entre outros, tais como a determinação da duração do impacto, a distribuição vertical da pressão, etc.

Os ensaios foram realizados com ondas regulares, principalmente por facilidade da tarefa de interpretação dos resultados.

Os ensaios de pressão foram divididos em três fases. Na primeira fez-se o registo dos impactos causados pela rebentação na parede vertical (0°), prosseguindo-se de igual modo na segunda fase com a parede inclinada a 15° e finalmente, na terceira fase, com a parede inclinada a 30° . Os ensaios foram realizados com ondas de 0.20; 0.18; 0.16; 0.14 e 0.12. Para cada altura de onda ensaiaram-se períodos de 2.83s; 2.26 e 1.70.

Os principais parâmetros considerados nos ensaios foram a altura da onda, o período, a profundidade junto à parede, e as inclinações do fundo e da parede. Em cada fase repetiram-se as combinações de altura de onda/período, mantendo-se constante a profundidade junto à parede e a inclinação do fundo.

Os ensaios consistem essencialmente em gerar as ondas H, T pré-programadas e em registar os impactos por estas produzidos na parede, nas diferentes posições. Para cada combinação de altura de onda/período, o mesmo ensaio foi repetido 5 vezes.

ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PRESSÃO

No que se refere aos ensaios de pressão, o tratamento dos resultados compreende :

- a avaliação das pressões geradas pelas cinco primeiras ondas (depois do *período de rampa*);
- a determinação dos diagramas de pressão média e dos diagramas de pressão máxima;
- a determinação da duração do impacto, dos picos de pressão, e das respectivas tendências de variação (aumento ou diminuição) em função da altura da onda e do período;
- a comparação dos impactos na parede com diferentes inclinações, etc.

No que se segue far-se-á referência a termos como pressão máxima e pressão média, sendo por isso conveniente especificar desde já estas designações. A pressão máxima $P_{\text{máx}}$ é atingida no maior dos picos de pressão das cinco primeiras ondas registadas (depois do *período de rampa*); a pressão média $P_{\text{méd}}$ corresponde á média dos picos daquelas primeiras cinco ondas; e $P'_{\text{méd}}$ corresponde à média da pressão média registada nas cinco repetições.

Em cada ensaio fez-se a leitura das pressões geradas pela rebentação durante aproximadamente 20s, sendo registado um número variável de ondas em função do período que estava a ser gerado (ver fig.2). Em cada registo apenas são consideradas para efeitos de tratamento de dados as cinco primeiras ondas (depois do *período de rampa*). Destas cinco primeiras ondas é extraído o pico de pressão (no transdutor 3), a pressão média (no transdutor 3), a distribuição vertical da pressão num determinado instante (em todos os transdutores), a duração do impacto (do pico de pressão), etc.

O registo típico apresenta pressões positivas correspondentes à rebentação da onda contra a parede ou à simples ocorrência de uma crista, e pressões negativas correspondentes às cavas. Cada registo é uma sucessão de pares de valores (p,t) ou seja, da pressão e do correspondente instante de ocorrência, relativos a cada transdutor, à qual foi dada a expressão gráfica como se exemplifica com a fig.3. Em cada instante é possível extrair os valores da pressão dos quatro transdutores e analisar a sua distribuição vertical.

Os maiores impactos observados ocorrem quase sempre junto ao nível de repouso, verificação aliás já feita por outros investigadores. Os impactos máximos registados em cada transdutor (ver respectiva localização na fig. 3a) não são simultâneos, ocorrendo desfasados e normalmente pela seguinte ordem: 1° - transdutor 3, 2° - transdutor 2, 3° - transdutor 1, 4° - transdutor 4.

O desfaseamento entre impactos máximos que ocorrem em cada transdutor é variável, sendo muito curto entre os transdutores 1, 2 e 3 e mais longo entre estes e o transdutor 4. Partensky (1988) também chegou à conclusão que os impactos não ocorrem ao mesmo tempo em todos os transdutores e que o desfaseamento é pequeno. Na fig. 3a e b ilustra-se o anteriormente descrito e põe-se ainda em evidência que aqueles desfaseamentos são, na instalação de ensaio, na ordem de algumas centésimas de segundo.

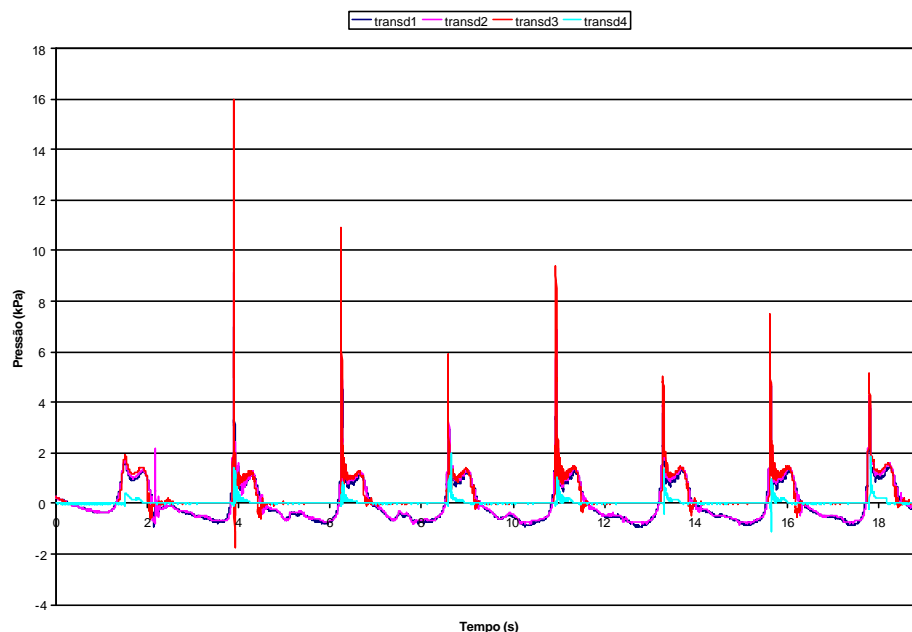


Fig. 2 – Registro típico - $H=0.14\text{m}$; $T=2.83\text{s}$; $\alpha=0^\circ$.

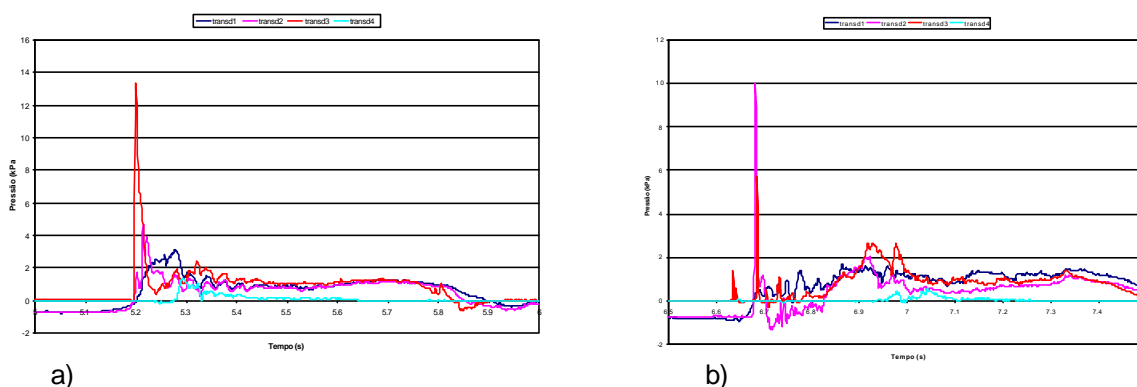
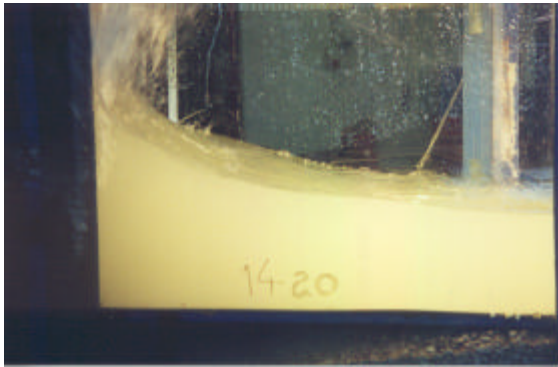
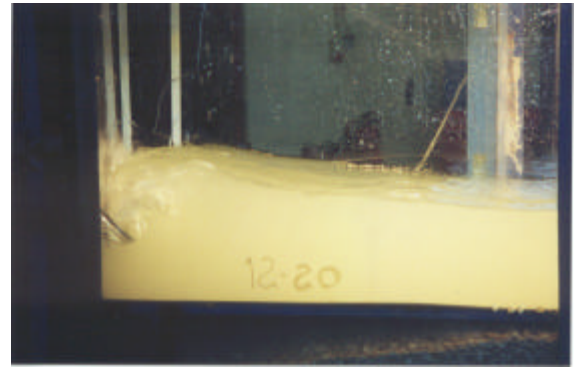


Fig. 3 – (a) Desfasamento do impacto - $H=0.16\text{ m}$; $T=2.83\text{ s}$; $\alpha=0^\circ$; (b) Desfasamento do impacto - $H=0.20\text{ m}$; $T=2.83\text{ s}$; $\alpha=0^\circ$.

Em casos isolados a ordem acima descrita é alterada, verificando-se que o impacto máximo pode ser registado primeiro pelo transdutor 2 e só depois pelos transdutores 3, 1 e 4 (fig.3b). Admite-se que a precedência do impacto máximo no transdutor 3 ou no transdutor 2 depende da geometria da onda no instante do impacto. Quando a onda bate na parede com a face vertical, o impacto máximo é primeiramente registado pelo transdutor 3; quando a onda atinge a parede já enrolada, esse máximo ocorre primeiro no transdutor 2. As fot. 5 e 6 ilustram o anteriormente mencionado.



Fot. 5 – Face vertical no instante do impacto



Fot. 6 –Face enrolado no instante do impacto.

Também se verifica que, independentemente da altura de onda, à medida que o período decresce os impactos decrescem e a rebentação deixa mesmo de existir.

As pressões registadas pelos transdutores 1, 2 e 3 são o resultado directo da rebentação da onda sobre a parede, enquanto as pressões registadas pelo transdutor 4 são resultantes do *run-up*.

A amplitude do impacto gerado pela rebentação sobre a parede está directamente relacionada com a combinação da altura da onda, do período e da profundidade da água junto à parede. Verificou-se que ondas com altura H de 0.20m e 0.18m, para toda a gama de períodos ensaiada, rebentam antes de atingir a parede onde, recorda-se, a profundidade é de 0.16m. Ondas de 0.16m e 0.14m de altura, especialmente para períodos $T_m=2.83s$, rebentam sobre a parede gerando impactos elevados. As ondas com altura 0.12m, independentemente do período, não rebentam, nem antes nem sobre a parede, formando-se apenas clapotis.

Observou-se que a rebentação é também muito influenciada pela reflexão na parede, especialmente quando o encontro da onda incidente com a onda reflectida se dá a uma profundidade propícia à ocorrência de rebentação directamente sobre a parede.

A pressão apresenta uma distribuição quase trapezoidal abaixo do nível de repouso (transdutor 3); uma vez que, acima deste nível, só se dispunha de um 4º transdutor (cota + 16 cm) o correspondente diagrama de pressões aqui apresentado só pode ser do tipo triangular (na fig.4 o valor apresentado à cota +8cm é interpolado). Junto ao fundo (transdutor 1) a pressão, no instante de máximo impacto ao nível de repouso, é sempre superior a zero. O valor máximo regista-se quase sempre ao nível de repouso (transdutor 3) e o valor mínimo regista-se no transdutor 4 (ver fig. 4).

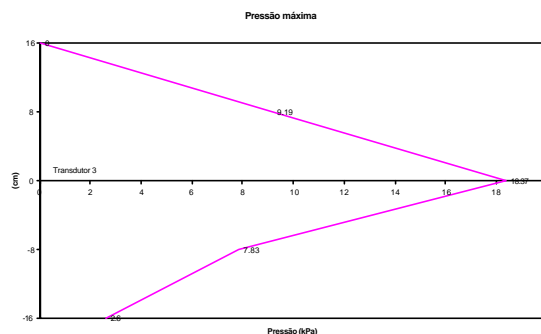


Fig. 4 – Distribuição vertical da pressão - $H=0.14m$; $T=2.83s$; $\alpha=0^\circ$; $t=5.7475s$.

Este diagrama é extraído do registo das pressões no instante $t = 5.7475s$, em que a pressão atinge o pico ao nível de repouso. A distribuição temporal deste impacto é a que se representa na fig.5a. Conforme é possível observar, o intervalo de tempo necessário para a pressão atingir o pico é muito reduzido, assim como a duração total do impacto.

Afim de fazer uma melhor caracterização da evolução temporal da distribuição vertical da pressão gerada pela rebentação de uma onda com $H=0.14m$ e $T=2.83s$, apresenta-se na fig. 5b uma sequência de diagramas de pressão a intervalos de $0.02s$. Os valores da pressão foram extraídos da fig.5a, correspondendo cada cor a um determinado instante.

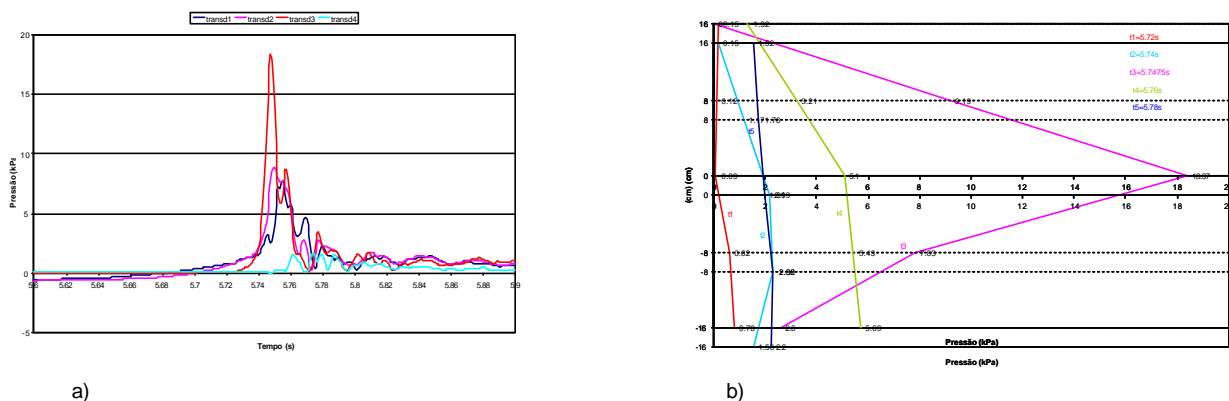


Fig.5 – (a) Pico de pressão - $H=0.14m$; $T=2.83s$; $\alpha=0^\circ$; (b) Evolução no tempo da distribuição vertical da pressão – $H=0.14m$; $T=2.83s$; $\alpha=0^\circ$.

Um outro aspecto a realçar é a eventual presença de ar no processo de rebentação; é denunciada pela ocorrência de vários picos de pressão. A presença do ar é característica de ondas já rebentadas e a rebentar quando a face da onda enrola antes de atingir a parede (ver fig.6).

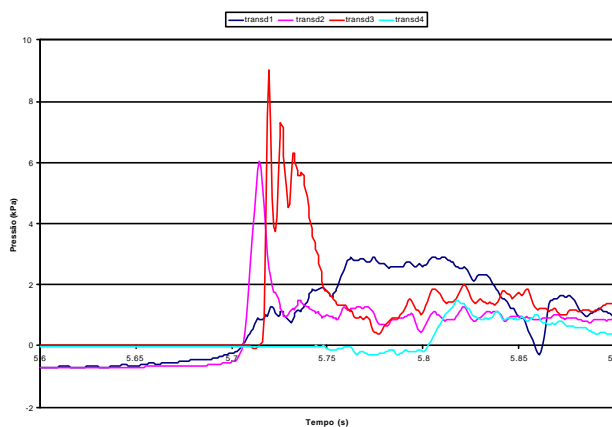


Fig. 6 – Rebentação com emulsão de ar – $H=0.16$; $T=2.83 s$; $\alpha=0$.

CARACTERIZAÇÃO DOS IMPACTOS

Da análise dos resultados verifica-se que para alturas de onda $H=0.20\text{m}$ e 0.18m , independentemente do período, os picos registados não são muito elevados, o que deve ser atribuído ao facto de a rebentação ocorrer antes de a onda atingir a parede. Os impactos máximos $P_{\text{máx}}$ ocorreram para as combinações de altura de onda/período indicados na tab.1, onde são apresentados por ordem decrescente.

$\alpha=0^\circ$			$\alpha=15^\circ$			$\alpha=30^\circ$		
H (m)	T (s)	$P_{\text{máx}}$ (kPa)	H (m)	T (s)	$P_{\text{máx}}$ (kPa)	H (m)	T (s)	$P_{\text{máx}}$ (kPa)
0.18	2.83	20.72	0.14	2.83	8.78	0.14	2.83	9.67
0.16	2.83	19.54	0.16	2.83	7.83	0.12	2.83	7.37
0.14	2.83	18.37	0.18	2.83	7.69	0.16	2.83	5.00
0.20	1.70	10.49	0.12	2.83	5.51	0.20	2.83	4.22
0.12	2.83	9.50	0.20	2.83	5.15	0.18	2.83	3.99

Tab.1 – Impactos máximos para $\alpha=0^\circ; 15^\circ$ e 30° .

A ocorrência do impacto para $\alpha=0^\circ$ e $H=0.18\text{m}$, atribui-se à combinação da onda incidente com a onda reflectida. De facto, conforme já referido, de uma forma geral os impactos provocados por ondas com $H=0.18\text{m}$ são pequenos porque a onda atinge a parede já rebentada.

Como é possível verificar, para todas as inclinações, o impacto máximo ocorre sempre para períodos de 2.83s, com a excepção, de $\alpha=0^\circ$ e $H=0.20$, com $T_m=1.70\text{s}$. Para $\alpha=0^\circ$ o impacto decresce regularmente à medida que a altura da onda diminui, excepto no caso das ondas com $H=0.20\text{m}$. Para $\alpha=15^\circ$ inversamente ao verificado nos resultados dos ensaios da parede vertical, o impacto decresce ligeiramente à medida que a altura da onda aumenta, excepto para $H=0.12$. Para $\alpha=30^\circ$ os valores do impacto não apresentam uma dependência clara da altura H .

Quanto à disparidade dos valores registados em cada ensaio, verifica-se (tab.2) que, para $\alpha=0^\circ$, das cinco repetições dos ensaios com $H=0.18\text{m}$, apenas se registou um impacto elevado, apresentando os restantes valores uma ordem de grandeza duas vezes inferior. Relativamente aos ensaios com $H=0.16\text{m}$ verifica-se que a variação dos resultados entre eles é também elevada, embora não tão significativa. O mesmo não se verifica para o ensaio com $H=0.14\text{m}$ em que todos os valores de impacto registados apresentam a mesma ordem de grandeza.

	H/T	$P_{\text{máx}}$ (kPa)	H/T	$P_{\text{máx}}$ (kPa)	H/T	$P_{\text{máx}}$ (kPa)
$\alpha=0^\circ$	0.18m/2.83s	20.72	0.16m/2.83s	9.00	0.14m/2.83s	18.37
		9.36		13.36		15.98
		7.22		19.54		16.93
		9.05		8.63		15.72
		8.54		12.84		16.66
$\alpha=15^\circ$	0.18m/2.83s	5.57	0.16m/2.83s	6.57	0.14m/2.83s	5.98
		6.37		7.13		8.78
		7.69		7.83		8.08
		4.70		4.72		6.06
		7.28		5.99		8.07
$\alpha=30^\circ$	0.14m/2.83s	9.67	0.12m/2.83s	6.65	0.16m/2.83s	4.20
		9.27		5.72		3.50
		5.50		7.37		5.00
		6.63		7.17		4.97
						4.84

Tab. 2 – Disparidade entre os valores dos impactos máximos.

Para $\alpha=15^\circ$ e 30° , a disparidade entre os valores dos impactos máximos registados em repetições do mesmo ensaio e entre ensaios diferentes, não é tão notória, ou seja verifica-se a ausência de picos

isolados. Os resultados dos ensaios com $H=0.14\text{m}$, são mais uma vez os que apresentam maior uniformidade.

No que se refere à pressão média, para $\alpha=0^\circ$, a pressão média $P'_{\text{méd}}$ cresce, para todas as alturas de onda, com o período. Da gama de períodos ensaiada é por isso máxima para $T=2.83\text{ s}$. Para este período, é máxima para $H=0.14\text{ m}$ e varia com a altura da onda H como se regista na tab.3. Nesta tabela $P'_{\text{méd}}$ é o valor médio, para o conjunto das 5 repetições de cada ensaio, da pressão média $P_{\text{méd}}$.

T=2.83s		T=2.26s		T=1.70s	
H(m)	P'_{méd} (kPa)	H(m)	P'_{méd} (kPa)	H(m)	P'_{méd} (kPa)
0.14	10.90	0.14	5.40	0.16	3.50
0.16	7.72	0.16	3.78	0.20	2.82
0.18	6.83	0.18	3.71	0.14	2.45
0.12	5.93	0.20	3.40	0.18	2.07
0.20	4.54	0.12	2.48		

Tab. 3 – Valores da pressão média para $\alpha=0^\circ$.

Para períodos $T=2.26\text{s}$, a ordem pela qual se apresenta o valor médio da pressão é sensivelmente igual, exceptuando-se as alturas de onda $H=0.12\text{m}$ e $H=0.20\text{m}$ que trocam entre si. Para períodos $T=1.70\text{s}$, a ordem acima exposta é completamente alterada, sem dependência clara da altura H .

Para $\alpha=15^\circ$, o valor médio, no conjunto das repetições, da pressão média decresce, para todas as alturas de onda, com o período; apresenta valores máximos para as ondas com $H=0.14\text{m}$ e período $T=2.83\text{ s}$, decrescendo sucessivamente para as ondas com $H=0.16\text{m}$, $H=0.12\text{m}$, $H=0.18$ e finalmente $H=0.20\text{m}$.

T=2.83s		T=2.26s		T=1.70s	
H(m)	P'_{méd} (kPa)	H(m)	P'_{méd} (kPa)	H(m)	P'_{méd} (kPa)
0.14	5.61	0.14	3.21	0.14	2.04
0.16	4.91	0.20	2.49	0.16	2.03
0.12	4.19	0.16	2.34	0.18	1.42
0.18	3.74	0.18	2.04	0.20	1.31
0.20	2.71	0.12	1.92		

Tab. 4 – Valores da pressão média para $\alpha=15^\circ$.

Para períodos $T=2.26\text{s}$ e $T=1.70\text{s}$, a ordem pela qual se apresenta o valor médio da pressão média é bastante diferente, como se pode observar pelo conteúdo da tab. 4, ou seja sem dependência clara da altura H .

Para $\alpha=30^\circ$, uma vez mais se verifica que o valor médio, no conjunto das 5 repetições de cada ensaio, da pressão média decresce, para todas as alturas de onda, com o período; apresenta valores máximos para as ondas com $H=0.14\text{m}$ e período $T=2.83\text{ s}$, decrescendo sucessivamente para as ondas com $H=0.12\text{m}$, $H=0.16\text{m}$, $H=0.20$ e finalmente $H=0.18\text{m}$.

T=2.83s		T=2.26s		T=1.70s	
H(m)	P'_{méd} (kPa)	H(m)	P'_{méd} (kPa)	H(m)	P'_{méd} (kPa)
0.14	4.49	0.20	1.81	0.14	1.58
0.12	4.47	0.14	1.80	0.16	1.05
0.16	2.68	0.12	1.69	0.18	1.02
0.20	2.06	0.18	1.47	0.20	0.99
0.18	1.86	0.16	1.34		

Tab. 5 – Valores da pressão média para $\alpha=30^\circ$.

Para períodos de $T=2.26\text{s}$ e $T=1.70\text{s}$, a ordem pela qual se apresenta o valor médio da pressão média é bastante diferente, como se pode observar pelo conteúdo da tab. 5, também sem dependência clara da altura da onda H .

COMPARAÇÃO DAS PRESSÕES NA PAREDE COM DIFERENTES INCLINAÇÕES

Pressões médias

Para cada par de altura onda/período, a pressão média mais elevada verifica-se com a parede na posição vertical, seguida da parede inclinada a 15°; os menores valores são observados na parede inclinada a 30°. No entanto em 5 ensaios, num total de 61, esta lei foi parcialmente contrariada. Verificou-se nestes ensaios que, embora a parede vertical continue a registar as maiores pressões médias, a parede inclinada a 30° regista valores ligeiramente superiores aos da parede a 15° (tab. 6).

H/T (m)/(s)	0° P _{méd} (kPa)	15° P _{méd} (kPa)	30° P _{méd} (kPa)
0.20/2.83	2.97	2.55	2.9
0.12/2.83	5.64	4.33	4.61
	6.28	4.09	4.46
	6.62	4.11	4.84
	5.68	4.11	4.51

Tab. 6 – Ensaio em que a pressão média na parede inclinada a 30° excede a da parede a 15°.

Ignorando os ensaios referidos na tab. 6 (apenas 5 em 61), pode-se afirmar que estes resultados são concordantes com os de Muller e Whittaker (1993) e com os de outros investigadores por ele mencionados, excepto com Kirkgoz (1993). Na tab.7 são apresentados resultados de vários investigadores que analisaram a influência da inclinação da parede sobre o valor do impacto.

Obviamente, os valores que interessa reter são os da última coluna (valores referidos à parede vertical), já que os valores absolutos das pressões dependem das condições de ensaio, certamente variáveis de autor para autor.

Author	Angle (deg.)	Pressure (kN/m ²)	Pincl./Pvert.
Richert	0°	195.0	1.00
	30°	91.0	0.47
Whillock	0	12.8	1.00
	15°	10.0	0.78
Kirkgoz	-5°	267.0	1.49
	0°	179.7	1.00
	5°	227.6	1.27
	10°	261.6	1.46
	20°	302.7	1.68
	30°	318.0	1.77
	45°	97.7	0.54
Muller	-32.7	13.0	0.64
	0	20.4	1.00
	16.8	16.3	0.80
	32.7	9.0	0.44

Tab. 7 - Pressão das ondas registadas em estudos anteriores (Muller e Whittaker, 1993).

Pressão máxima

À semelhança do que acontece com as pressões médias, a pressão máxima mais elevada verifica-se com a parede na posição vertical, seguida da parede inclinada a 15° e a 30° respectivamente. No entanto em 13 ensaios, num total de 61, esta lei também foi parcialmente contrariada; a parede inclinada a 30° registou pressões máximas ligeiramente superiores às da parede inclinada a 15°.

H/T	0°	15°	30°
(m)/(s)	P _{máx} (kPa)	P _{máx} (kPa)	P _{máx} (kPa)
0.20/2.26	5.52	3.27	4.58
0.20/1.70	10.49	1.88	2.06
0.18/1.70	4.12	2.18	2.55
0.14/2.83	18.37	8.78	9.67
0.14/1.70	18.37	8.78	9.27
	4.30	2.36	3.25
	4.30	2.36	2.53
0.12/2.83	9.50	5.51	5.99
	9.50	5.51	6.65
	9.50	5.51	5.72
	9.50	5.51	7.37
0.12/2.26	3.04	2.11	2.54

Tab. 8 – Ensaios em que a pressão máxima na parede inclinada a 30° excede a da parede inclinada a 15°

A máxima pressão de impacto registada pelos transdutores na parede vertical foi de 19.54 kPa (excluindo o ensaio com H=0.18m e T=2.83s pelas razões já descritas) na parede inclinada a 15° registou-se uma pressão de impacto máxima de 8.78 kPa e na parede inclinada a 30° registou-se uma pressão de impacto máxima de 9.67kPa.

Redução dos impactos em paredes inclinadas

A redução do impacto $P^{\text{méd}}$ verificada na parede inclinada a 15°, quando comparada com a parede vertical, é de aproximadamente 35% (valor médio de todos os ensaios). A maior percentagem de redução registada foi de 53% e a menor de 17%. A redução do impacto verificado na parede inclinada a 30°, quando comparada com a parede vertical, é de aproximadamente 55%. A maior percentagem de redução registada foi de 73% e a menor de 25%. Conforme se pode constatar através da observação da tab.9, basta inclinar a parede a 15° para reduzir os impactos em cerca de 35% para algumas combinações de altura de onda/período, sem que para o efeito se verifique um grande aumento dos galgamentos. Inclinando a parede a 30° obtém-se uma maior redução dos impactos, cerca de 55%, mas em contrapartida os galgamentos aumentam consideravelmente.

H/T	Pressão média				
	Inclinação da parede			Redução do impacto	
	0°	15°	30°	1-P15°/P0°	1-P30°/P0°
0.20/2.83	4.54	2.71	2.09	0.40	0.55
0.20/2.26	3.40	2.49	1.81	0.27	0.47
0.20/1.70	2.82	1.31	0.99	0.53	0.65
0.18/2.83	6.83	3.83	1.86	0.44	0.73
0.18/2.26	3.71	2.04	1.47	0.45	0.60
0.18/1.70	2.07	1.42	1.02	0.31	0.51
0.16/2.83	7.72	4.91	2.68	0.36	0.65
0.16/2.26	3.78	2.34	1.34	0.38	0.64
0.16/1.70	3.50	2.03	1.05	0.42	0.70
0.14/2.83	10.9	5.61	4.49	0.49	0.59
0.14/2.26	5.40	3.21	1.80	0.40	0.67
0.14/1.70	2.45	2.04	1.58	0.17	0.36
0.12/2.83	5.93	4.19	4.46	0.29	0.25
0.12/2.26	2.48	1.92	1.69	0.23	0.32
			Média	0.35	0.55

Tab. 9 – Redução da pressão em paredes inclinadas.

No que se refere à inclinação da parede, Muller e Whittaker (1993), ao contrário de Kirkgoz (1993), concluíram que paredes inclinadas reduzem o impacto da onda na estrutura, opinião partilhada também por Takahashi (1996). No entanto, a percentagem de redução determinada neste estudo para a

inclinação de 15° (35%) é superior à percentagem de redução $[(1-P_{16.8^\circ}/P_0)100\%]$ por ele determinada para paredes inclinadas a 16.8° (20%); a redução obtida neste trabalho para $\alpha=30^\circ$ (55%) concorda no entanto muito satisfatoriamente com a obtida por este autor para $\alpha=32.7^\circ$ (56%) (tab.7 e 9).

Ordem de grandeza dos impactos

Tomando como referência Goda (1980) e Partensky (1988), que referem que as pressões máximas apresentam valores da ordem de $P_{m\acute{a}x}=10\gamma H$, verificou-se no presente estudo que algumas das pressões de impacto medidas apresentam valores superiores aos que se obtêm daquela expressão, o que no entanto só foi registado em paredes verticais. Em paredes inclinadas os valores dados pela mesma expressão nunca foram excedidos. Na tab. 10 apresenta-se o resultado desta análise.

H/T (m)/(s)	H (m)	T (s)	$P=10\gamma H$ (kPa)	Pressão Registada (kPa)	Acréscimo (%)
0.18/2.83	0.18	2.83	18.09	20.72	15
0.16/2.83	0.16	2.83	16.08	19.54	22
0.14/2.83	0.14	2.83	14.07	18.37	30

Tab. 10 – Ordem de grandeza dos impactos máximos.

Caracterização temporal do impacto

As pressões de impacto mais elevadas registadas nos ensaios têm uma duração (t_d) de aproximadamente 0.02s. O tempo necessário para a pressão atingir o pico (t_r) é de aproximadamente 0.006s. Na tab.11 apresenta-se a duração do impacto nos ensaios em que se registaram maiores pressões. Na tab. 12 apresenta-se a duração do impacto do ensaio com $H=0.14m$ e $T=2.83s$ com a parede colocada com diferentes inclinações.

H/T	$P_{m\acute{a}x}$ (kPa)	t_r (s)	t_d (s)
0.18/2.83	20.72	0.00667	0.020
0.16/2.83	19.54	0.00500	0.030
0.14/2.83	18.37	0.00750	0.020
0.12/2.83	9.50	0.00750	0.015

Tab. 11 – Duração do impacto máximo.

Ângulo	H (m)	T (m)	$P_{m\acute{a}x}$ (kPa)	t_r (s)	t_d (s)
0°	0.14	2.83	18.37	0.00750	0.02
15°	0.14	2.83	8.78	0.01167	0.04
30°	0.14	2.83	9.67	0.01417	0.06

Tab. 12 – Comparação da duração do impacto em paredes verticais e inclinadas.

Conforme se pode concluir da tab. 12, a duração do impacto é menor em paredes verticais do que em paredes inclinadas, em oposição à magnitude. Ou seja, em paredes verticais os impactos são muito elevados e de curta duração, ao inverso do que acontece com as paredes inclinadas. Muller (1993) chegou também a esta conclusão.

Num dos casos analisados ($H=0.14m$; $T=2.83s$) foi também possível caracterizar a variação, com a inclinação da parede, do intervalo de tempo em que se registam pressões positivas; os valores obtidos foram de aproximadamente 0.6s para a parede vertical, 0.75s para a parede inclinada a 15° e 0.85s para a parede inclinada a 30°. Nas fig. 7, 8 e 9 ilustra-se o acima descrito.

Os valores exactos de t_r e t_d são muito difíceis de determinar porque a variação temporal difere de impacto para impacto, sendo difícil estabelecer o ponto a partir do qual começa a contagem de t_r e t_d e acaba a contagem de t_r . Pelas razões acima apresentadas, são poucos os investigadores que dão indicações sobre a duração do impacto e de uma forma geral não são concordantes entre si. A bibliografia existente também raramente é explícita em relação ao significado da duração do impacto, não

referindo se se trata do tempo necessário para a pressão atingir o pico (t_r), ou se é a duração total do impacto (t_d), ou ainda se se trata do intervalo de tempo em que as pressões registadas são positivas (t_p). Muller (1993a) refere que t_r pode variar entre 0.01 e 0.1 segundos.

Relativamente à extensão das pressões em altura verificou-se que em todos os ensaios foram registadas pressões no transdutor 4 (o transdutor 4 está situado a uma distância do fundo de duas vezes a profundidade (0.32m)). Na generalidade dos casos verificou-se também que o *run-up* não só excede a altura da parede frontal da instalação de ensaio como também as paredes do canal. Kirkgoz (1993) refere no seu estudo que as pressões se fazem sentir até uma distância do fundo de 1.6 vezes a profundidade junto à parede. O que, aplicado à instalação utilizada, conduziria a uma altura de apenas 0.256m, manifestamente inferior ao que foi possível observar no conjunto dos ensaios.

Supõe-se que a extensão até à qual as pressões se fazem sentir é maioritariamente dependente da altura da onda, embora possa estar também dependente da profundidade. A generalidade dos métodos descritos apresentam, para estimar a extensão até à qual as pressões se fazem sentir, uma expressão que faz intervir a altura máxima, a significativa ou a altura de rebentação, e raramente a profundidade.

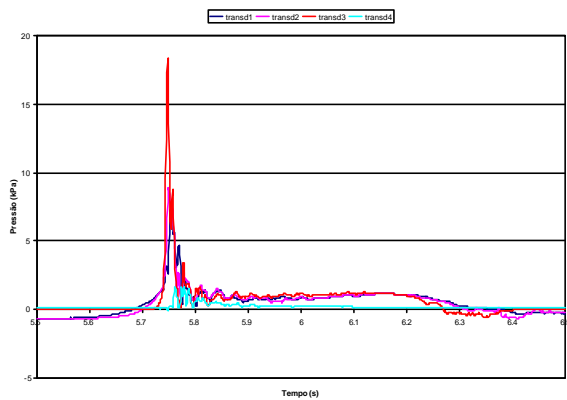


Fig.7 – Pico de pressão - $H=0.14\text{m}$; $T=2.83\text{s}$; $\alpha=0^\circ$.

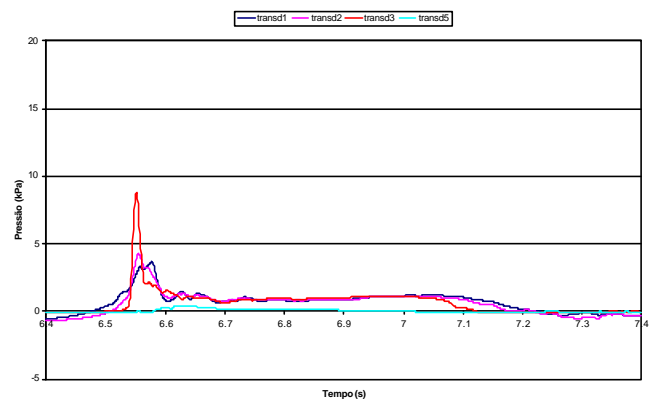


Fig.8 – Pico de pressão - $H=0.14\text{m}$; $T=2.83\text{s}$; $\alpha=15^\circ$.

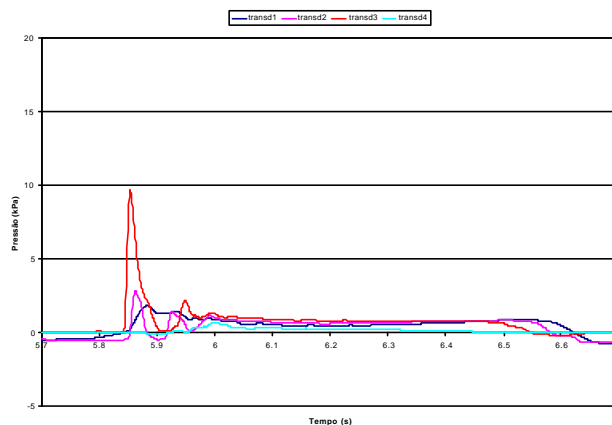


Fig.9 – Pico de pressão - $H=0.14\text{m}$; $T=2.83\text{s}$; $\alpha=30^\circ$; (14202)

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Síntese e Conclusões

Da análise dos ensaios de pressão tiraram-se as conclusões principais seguintes:

- Os maiores impactos são geralmente registados pelo transdutor 3 que se situa ao nível de repouso; no entanto ocasionalmente registaram-se também no transdutor 2, a meia profundidade;
- As pressões máximas registadas por cada transdutor não são simultâneas. O 1º transdutor a registar o impacto é geralmente o 3, seguido do 2, do 1 e do 4;
- Os impactos registados pelos transdutores 1, 2 e 3 são resultantes da rebentação e os registados pelo transdutor 4 são resultantes do *run-up*;
- Os impactos máximos registaram-se para alturas de onda de 0.14m e períodos de 2.83s. Alturas de onda de 0.20m e 0.18m rebentavam antes de atingir a estrutura, não gerando grandes impactos;
- A pressão apresenta uma distribuição quase trapezoidal abaixo do nível de repouso;
- As maiores pressões de impacto estão associadas a durações muito curtas, e vice-versa;
- A emulsão de ar no processo de rebentação é denunciada pela presença de picos de pressão sucessivos no mesmo impacto;
- A pressão exercida pela rebentação é maior em paredes verticais do que inclinadas;
- A redução média do impacto em paredes inclinadas a 15º é de 35% e em paredes inclinadas a 30º é de 55%;
- A pressão de impacto decresce com o período, aumenta quando a altura da onda diminui de 0.20m até 0.14m, onde atinge o seu valor máximo, decrescendo depois com a redução da altura da onda;
- Registaram-se impactos superiores a 10 γ H em vários ensaios, com destaque para os ensaios com $\alpha=0^\circ$, H=0.14m e T=2.83s Em paredes inclinadas 10 γ H nunca foi excedido;
- A duração do impacto é menor em paredes verticais do que em inclinadas;
- Ondas regulares provocam impactos irregulares;
- A reflexão da parede tem muita influência na geração dos impactos.

Conforme foi possível demonstrar, as paredes verticais são de evitar quando se pretende reduzir os impactos. O mais aconselhável são estruturas ou superestruturas com uma inclinação da ordem de 15º quando se pretende, além de reduzir os impactos, evitar os galgamentos, ou com inclinação da ordem de 30º quando os galgamentos não são condicionantes. No caso de se tratar de superestruturas, a face inclinada deve ter início abaixo do nível de repouso (Takahashi et al., 1994). Uma superestrutura cuja face inclinada tem início acima do nível de repouso, tem um reduzido efeito na diminuição dos impactos, uma vez que estes ocorrem junto ao nível de repouso na face vertical.

Desenvolvimentos futuros

Feita esta primeira abordagem ao problema dos impactos em paredes verticais e inclinadas, seria desejável repetir os ensaios fazendo variar um maior número de parâmetros, nomeadamente a altura da onda, o período, a profundidade, a inclinação do fundo, e a inclinação da parede; haveria ainda que repetir cada ensaio o número necessário de vezes para possibilitar o tratamento estatístico dos resultados.

O ideal seria efectuar um estudo nos moldes em que foi realizado o *PROVERBS*, complementando os resultados deste por forma a possibilitar também o dimensionamento de estruturas inclinadas.

Um aspecto importante e que carece de muito estudo são os efeitos de escala relacionados com a rebentação sobre estruturas verticais e inclinadas. É necessário realizar ensaios em modelos reduzidos e à escala natural para poder estabelecer os critérios de semelhança associados a este tipo de estruturas.

Ao longo dos ensaios foi possível observar que a reflexão da parede tem uma grande influência nos impactos gerados pela rebentação; a onda originada pelo encontro da onda incidente com a onda reflectida rebenta sobre a parede e produz impactos muito elevados. No entanto não foi possível estabelecer uma relação entre a reflexão e a magnitude do impacto, pelo que seria desejável prosseguir também a investigação neste domínio.

AGRADECIMENTOS

Este estudo teve a intervenção de várias pessoas às quais quero deixar aqui esposto os meus agradecimentos, nomeadamente ao Professor Mota Oliveira, Doutora Teresa Pontes, Sr. Sena e ao seu "staff" e a todos aqueles que de um modo geral contribuíram através das suas sugestões, dúvidas e críticas, tornando mais completa e clara a informação contida neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- Allsop W., Vicinanza D., 1996, *Wave Impact Loadings On Vertical Breakwaters*, Development of a New Prediction Formulae, reproduced from a paper to 11th International Harbour Congress, Antwerp/Belgium 1996, HR Wallingford Group Ltd 1996.
- Allsop W., Vicinanza D., McKenna J., 1996, *Wave Forces on Vertical and Composite Breakwaters*, HR Wallingford, Wallingford, Report SR 443.
- Blackmore P.A., and Hewson P.J., 1984, *Experiments on Full Scale Wave Impacts Pressures*, *Coast. Engrg.*, 8, 331-346.
- Bagnold R.A., 1939, *Interim Report on Wave Pressure Research*, 2J. Inst. Civ. Engrs. 12, 202-226.
- BS 6349, Part 1, 1984, *British Standard Code of Practice for Marine Structures*, 4th Am., BSI, London, England.
- BS 6349, Part 7, 1991, *British Standard Maritime structures*, Guide to the design and construction of breakwaters.
- Calabrese M. and Vicinanza D., 1999, *Estimation of Proportion of Impacts*, Proverbs Report, Vol. II a, Chapter 2.3.
- CERC, *Shore Protection Manual*, 1984, 4th Ed., U. S. Army Waterways Experiment Station, Coast. Engrg. Res. Ctr., Vicksburg, Miss.
- CERC, U. S. Army Waterways Experiment Station, Coastal Engineering, Technical Note, *Breaking Wave Forces on Walls*, CETN – III-38, 3/88.
- Falcão A. F. O., 1997, *Central de Energia das Ondas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Fuhrboter A., 1968, *Laboratory Investigation of Impact Forces*, Proceedings of the Symposium on Research on Wave Action, Delft Hydraulic Laboratory, Vol. II.
- Goda Y., 1985, *Random Seas and Design of Maritime Structures*, Tokyo, University of Tokyo Press.
- Goda Y., 1995, *Japan's Design Practice in Assessing Wave Forces on Vertical Breakwaters*, Task Committee on Forces on Inclined and Vertical Wall Structures, ASCE.
- HR Wallingford, *Operating Manual for Flume and Basin*, Wave Generating System supplied to IST Lisbon, July 1993.
- Hughes S.A., 1995, *Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering*, Advanced Series on Ocean Engineering – Vol. 7 Ed. World Scientific.
- Kirkgoz S. M., 1982, *Shock pressures of breaking waves on vertical walls*, J. WatWay., Port, Coast. Harb. Engrg., 108, 81-95.
- Kirkgoz S. M., 1990a, *An experimental investigation of a vertical wall response to breaking wave impact*, *Ocean. Engrg.*, 17, 379-391.
- Kirkgoz S. M., 1990b, *Impact pressures of breaking waves on vertical and sloping walls*, *Ocean. Engrg.*, 18, 45-59.
- Kirkgoz S. M., 1991, *Impact pressure of breaking waves on vertical and sloping walls*, *Coastal. Engrg.*, 18, 45-59.
- Kirkgoz S. M., 1992, *Influence of water depth on the breaking wave impact on vertical and sloping walls*, *Coastal. Engrg.*, 18, 297-314.
- Kirkgoz S. M., 1993, *Breaking Wave Impact on Vertical and Sloping Coastal Structures*, Pergamon 0029-8018(93)E0006-8.
- Klammer P., Kortenhaus A. and Oumeraci H., 1996, *Wave Impact Loadings of Vertical Face Structures for Dynamic Stability Analysis – Prediction Formulae*, Proceedings of the 25th Coastal Engineering Conference, held in Orlando, Florida, 2 to 6 September 1996, American Society of Civil Engineers, New York 1996.
- Kortenhaus A. and Oumeraci H., 1998, *Classification of Wave Loading on Monolithic Coastal Structures*, *Coast. Engrg.* 867 - 880.
- Kortenhaus A., Oumeraci H., Allsop W., McConnell K. J., van Gelder P. H. A. J. M., Hewson P. J., Walkden M., Muller G., Calabrese M., Vicinanza D., *Wave Impact Loads, Pressures and Forces*, Proverbs Report, Vol. II, Chapter 5.1, 1999.
- Lundgren, H.; Gravesen, H., 1977, *Forces on Vertical and Sloping Face Breakwaters*, XVIIIth IAHR Congress, Baden-Baden.
- Luís, L., 2001, *Pressão Exercida pela Rebentação de Ondas em Paredes Verticais e Inclinadas*, Tese de Mestrado, IST.
- MASTIII-PROVERBS, 1996-1999, *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, comissão da União Europeia, contrato MAS3-CT95-0041.
- Muller G., 1993a, *A Study of Breaking Wave Loads on Shoreline Wave Power Stations*, PhD thesis, Queen's University of Belfast, Belfast, U.K.
- Muller G., 1993b, *An Investigation of Breaking Wave Loading on a Shoreline Wave Power Station*, PhD thesis, Queen's University of Belfast, Belfast, U.K.

Muller, G.U. Whittaker, T.J.T., 1993, *An Investigation of Breaking Wave Pressures on Inclined Walls*, Ocean Engineering Vol. 20, N° 4, pp. 349-358, Pergamon Press Ltd, London.

Muller G., Whitaker T.J.T., 1996, *Evaluation of Design Wave Impact Pressures*, ASCE Journal of Waterw. Port, Coastal and Ocean Engng, Vol. 122, N°1, pp 55-58.

Oumeraci H. and Partensky H., 1991, *Large-scale Model Investigation: a Contribution to the Revival of Vertical Breakwaters*, Proc. Coastal structures and breakwaters, Institute of Civil Engineer, 207- 220.

Partensky H., 1988, *Dynamic Forces Due to Waves Breaking at Vertical Coastal Structures*, Proc 2nd Int Symposium on Wave Research and Coastal Engineering, pp 261-275, University of Hannover.

Simm J.D. (ED), 1991, *Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering*, CIRIA/CUR Special Publication 83 London.

Takahashi S., Hosoyamada T., Yamamoto S., 1994, *Hydraulic Characteristics of a Sloping Top Caisson - Wave Forces Acting on the Top Caisson*, Hidro-port'94, pp.733-764.

Takahashi S., 1996, *Design of a Vertical Breakwaters*; Reference Document No. 34, Port and Harbour Research Institute, Japan.