

# Avaliação Quantitativa do Efeito de Ondas em Estruturas de Contenção Executadas em Orlas Marítimas e Fluviais

Remo Magalhães de Souza, M.Sc., Ph.D, Prof. Associado  
Dynamis Techne/UFPa, Belém-PA, Brazil, remo@dyntech.com.br

Julio Augusto de Alencar Jr., M.Sc., Ph.D, Prof. Associado  
UFPa, Belém-PA, Brasil, julioalencar.1957@gmail.com

**RESUMO:** Não há norma brasileira vigente com recomendações sobre como o efeito das ondas sobre estruturas deve ser calculado. O presente trabalho descreve um procedimento normativo adotado pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE, 1995) para esta finalidade. Para o cálculo da força das ondas se utiliza o método recomendado por Goda (1974). Ressalta-se que o procedimento apresentado nos manuais da USACE é baseado no uso de ábacos, sem que todas as equações sejam descritas explicitamente. No presente estudo, foi possível se determinar expressões analíticas que conduzem aos mesmos resultados destes ábacos. Além de um exemplo de validação, o trabalho apresenta a aplicação da metodologia proposta à uma estrutura de contenção em concreto construída na praia do Marahú, na ilha de Mosqueiro, no Pará. Os resultados obtidos indicam que as forças devidas ao impacto das ondas são bastante elevadas e que foram a principal causa para os danos observados nesta estrutura.

**PALAVRAS-CHAVE:** Muro de contenção, efeito das ondas, força das ondas, orlas marítimas, orlas fluviais.

## 1 INTRODUÇÃO

Grande parte das obras ao longo de orlas marítimas e fluviais tem como elemento essencial para seu dimensionamento geotécnico e estrutural a consideração quantitativa do efeito de ondas quebrando sobre a estrutura. O cálculo desse tipo de solicitação envolve diversas variáveis, entre outras, a profundidade e declividade do leito, a altura e período das ondas.

Do ponto de vista normativo, não há Norma Brasileira vigente que trate do assunto diretamente. Mesmo considerando-se diversas normas internacionais, entre elas a British Standard (BS 2000) ou orientações contidas em relatórios como o documento produzido pela PIANC (2003), as recomendações não são muito objetivas. Uma abordagem mais pragmática, inclusive referenciada pela norma inglesa já citada, é apresentada pelo USACE (1984) e USACE (1995).

O procedimento seguido pela maioria de

projetistas de estruturas portuárias e costeiras nos Estados Unidos é o método de Minikin (1955, 1963) o qual foi baseado em observações de quebra-mares em escala real, e é descrito detalhadamente no USACE (1984). Como o método de Minikin é baseado em pressões de choque causados pelas ondas quebrando, as forças resultantes são geralmente consideradas muito conservadoras.

Um método menos conservador recomendado por Goda (1974) é um procedimento alternativo para o cálculo destas forças de onda. O documento “*Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan*” (1980) adotou o método de Goda, e o manual USACE (1995) apresenta detalhadamente como o método de Goda pode ser empregado no projeto de uma estrutura de contenção de orla com parede vertical.

A nota técnica USACE (1988) também apresenta o método de Goda (1974) como uma alternativa ao método de Minikin (1963) para a

determinação de forças de ondas quebrando em estruturas de muros semirrígidos.

O objetivo do presente trabalho é fazer uma apresentação didática sobre o assunto, uma vez que, embora seja notório que há uma bibliografia muito extensa no Brasil sobre estruturas de contenção sujeitas a empuxos de terra e empuxos hidrostáticos no tardo do muro, não é do conhecimento dos autores do presente trabalho, a existência de um documento técnico escrito em português com a descrição detalhada de um procedimento para o cálculo das forças de impacto de ondas, com respaldo normativo..

## 2 TEORIA ELEMENTAR DE ONDAS PROGRESSIVAS

A descrição mais fundamental de uma onda oscilatória senoidal se dá através dos seguintes parâmetros: seu comprimento  $L$  (distância horizontal entre pontos correspondentes de duas ondas sucessivas); altura  $H$  (distância vertical entre a crista e a garganta); período  $T$  (tempo para duas cristas sucessivas passar por um determinado ponto); e profundidade  $d$  (a distância entre o fundo e o nível da água em repouso, *SWL Stillwater level*).

### 2.1 Celeridade, Comprimento, Período e Frequências de Onda

A velocidade com a qual uma frente de onda se propaga é denominada de velocidade de fase ou celeridade  $C$  da onda. Como a distância percorrida por uma onda durante um período de onda é igual a um comprimento de onda, a celeridade da onda pode ser relacionada com o período e o comprimento da onda pela seguinte equação:

$$C = \frac{L}{T} \quad (1)$$

Uma expressão relacionando a celeridade da onda com o comprimento de onda e a profundidade é dada por (USACE, 1984):

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \quad (2)$$

onde  $g$  é a aceleração da gravidade.

Considerando a eq. (1), a eq. (2) pode ser reescrita como:

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (3)$$

Os valores  $2\pi/L$  e  $2\pi/T$  na eq. (3) são chamados, respectivamente, de número de onda  $k$  e frequência angular de onda  $\omega$

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (4)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 2\pi f \quad (5)$$

onde  $f = 1/T$  é a frequência da onda.

Igualando as eqs. (1) e (3), chega-se a:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (6)$$

O emprego da eq. (6) não permite a determinação direta de  $L$ , pois trata-se de uma equação transcendental, com a variável  $L$  estando presente nos dois lados da equação. Para resolver o problema, pode-se recorrer a ábacos e tabelas, ou se resolver o problema numericamente, através de algum método de obtenção de raízes, tais como Bisseção, Regula Falsi, Iteração de ponto fixo, Newton-Raphson, etc. (Burden & Faires, 1993).

Pode-se resolver a eq. (6) numericamente, através, por exemplo, do método numérico de iteração do ponto fixo, e para isso, deve-se ter um valor inicial (estimado) de  $L$ . Uma expressão aproximada da eq. (6), para estimativa de  $L$  foi proposta por Eckart (1952), a qual apresenta um erro de cerca de 5%:

$$L \approx \frac{gT^2}{2\pi} \sqrt{\tanh\left(\frac{4\pi^2 d}{T^2 g}\right)} \quad (7)$$

### 2.2 Classificação das ondas quanto à profundidade da água

Ondas gravitacionais podem ser classificadas em função da profundidade da água na qual elas viajam. A Tabela 1 mostra uma classificação feita de acordo com a magnitude da profundidade relativa  $d/L$  e os valores limites do

resultado da função  $\tanh(2\pi d/L)$ .

Tabela 1. Classificação de ondas quanto à profundidade.

Classe	$d/L$	$2\pi d/L$	$\tanh(2\pi d/L)$
Águas Profundas	$> 1/2$	$> \pi$	$\approx 1$
Transição	$1/25$ a $1/2$	$1/4$ a $\pi$	$\tanh(2\pi d/L)$
Águas Rasas	$< 1/25$	$< 1/4$	$\approx 2\pi d/L$

De acordo com a Tabela 1, em águas profundas, o termo  $\tanh(2\pi d/L)$  se aproxima da unidade e as eqs. (2) e (3) se reduzem a:

$$C_o = \sqrt{\frac{gL_o}{2\pi}} = \frac{L_o}{T} \quad (8)$$

e

$$C_o = \frac{gT}{2\pi} \quad (9)$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (10)$$

A rigor, águas profundas seriam aquelas que ocorreriam em profundidades infinitas, mas para fins práticos, observa-se que o termo  $\tanh(2\pi d/L)$  se aproxima da unidade para valores muito menores de  $d/L$ .

Desta forma, quando a profundidade relativa  $d/L$  é maior do que  $1/2$ , as características das ondas praticamente independem da profundidade. Condições de águas profundas são denotadas pelo subscrito “o” tal como em  $C_o$  e  $L_o$ . O período  $T$  permanece constante independente da profundidade para ondas oscilatórias. Portanto, o subscrito é omitido.

Assim, substituindo a eq. (10) na eq. (7), e considerando a eq. (5), se obtém a seguinte relação aproximada entre o comprimento de onda em águas profundas e o comprimento de onda em águas rasas

$$L \approx L_o \sqrt{\tanh\left(\omega^2 \frac{d}{g}\right)} \quad (11)$$

Ou seja, sabendo-se o período (ou frequência) da onda, o comprimento de onda em águas profundas, e a profundidade do leito em águas rasas, com a eq. (11) é possível se determinar o

comprimento aproximado de ondas em águas rasas.

Este valor aproximado de  $L$  pode ser empregado como valor inicial no processo iterativo de solução da equação não linear (6). Após se determinar o valor de  $L$  na primeira iteração, utiliza-se este valor como entrada (no lado direito da equação) na segunda iteração, e assim por diante.

### 3 RECOMENDAÇÕES DO USACE (1984)

O USACE (1984), apresenta diversas considerações empregadas nas análises desenvolvidas no presente estudo. Dentre as diversas recomendações, cabe ressaltar as seguintes:

#### 3.1 Quebra de ondas em águas rasas

Quando uma onda se move na direção da praia, e a água se torna rasa o suficiente, a onda começa a quebrar. A profundidade onde isso ocorre é usualmente denotada como  $d_b$  e chamada de profundidade de quebra. Pode-se definir a razão adimensional entre a profundidade de quebra  $d_b$  e a altura de quebra de onda  $H_b$  como

$$\beta = \frac{d_b}{H_b} \quad (12)$$

Alguns autores desenvolveram relações entre  $\beta$  e outros parâmetros. Por exemplo, Weggel (1972) desenvolveu relações empíricas entre a razão  $\beta$  e a inclinação da onda incidente,  $H_b/gT^2$ , para várias declividades  $m$  do leito de praias. Estas relações empíricas são (ver seção VI, volume I do USACE, 1984,):

$$\beta = \frac{1}{b - (aH_b/(gT^2))} \quad (13)$$

onde

$$a = 43,75(1 - e^{-19m}) \quad (14)$$

$$b = \frac{1,56}{(1 + e^{-19,5m})} \quad (15)$$

### 3.2 Representação das Condições de Ondas

As características das ondas são usualmente determinadas para águas profundas e então propagadas (transformadas) analiticamente em direção à costa para águas rasas, onde se situa a estrutura de contenção.

A relação entre a distância de percurso de quebra de onda (*breaker travel distance*)  $x_p$  e a altura de quebra de onda  $H_b$  depende da declividade  $m$  (razão entre a distância vertical e horizontal), do leito próximo à costa, tendo sido expressa por Galvin (1969) como:

$$x_p = \tau_p H_b \quad (16)$$

onde

$$\tau_p = (4.0 - 9.25m) \quad (17)$$

é a distância de penetração (*plunge distance*) adimensional, conforme mostrado na Figura 1.

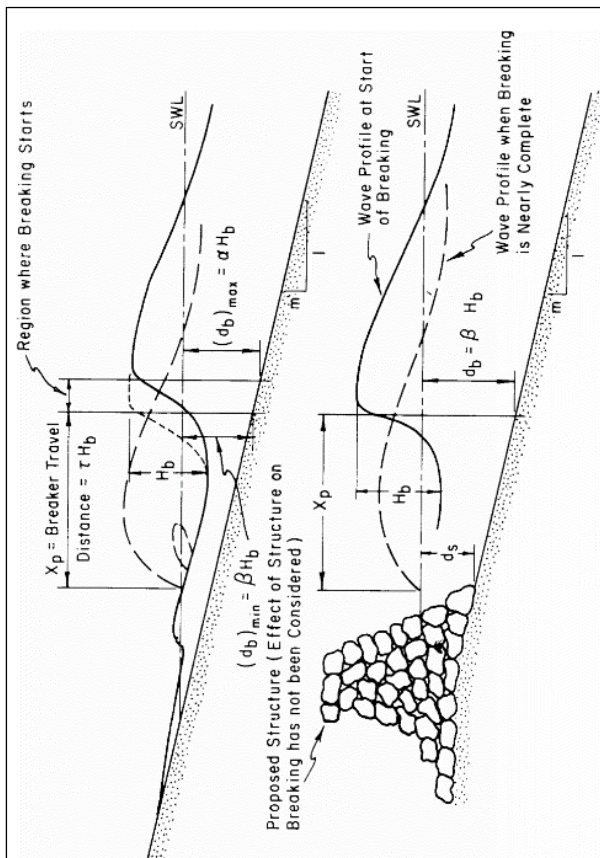


Figura 1. Definição da geometria da onda (fonte: USACE 1984).

### 3.3 Altura de Quebra da Onda de Projeto (*Design Breaker Height*)

Quando se projeta para uma determinada condição de onda quebrando, é desejável determinar a altura máxima de onda para a qual a estrutura, de forma razoável, pode ser sujeita. A altura de quebra da onda de projeto  $H_b$  depende da profundidade da água onde a onda começa a quebrar, a uma certa distância a partir do pé ou base (*toe*) da estrutura. Esta altura de onda depende do estágio da maré. Portanto, a altura de quebra da onda de projeto depende da profundidade crítica de projeto na base da estrutura, da declividade do local onde a estrutura é construída, da inclinação da onda incidente, e da distância percorrida pela onda durante a quebra.

Assumindo que a onda de projeto é uma que se choca contra a estrutura, a altura de queda da onda de projeto pode ser determinada através de simples relações geométricas (ver Figura 1)

$$d_b = d_s + x_p m \quad (18)$$

onde  $d_s$  é a profundidade na base (*toe*) da estrutura.

Substituindo a eq. (18) na eq. (12) tem-se

$$\beta H_b = d_s + x_p m \quad (19)$$

Substituindo a eq. (16) na eq. (19), tem-se

$$\beta H_b = d_s + \tau_p H_b m \quad (20)$$

Rearranjando a eq. (20), obtém-se

$$H_b = \frac{d_s}{\beta - m\tau_p} \quad (21)$$

Nota-se que a eq. (21) consiste em uma equação não linear em  $H_b$  (altura de quebra de onda), já que  $\beta$  é função também de  $H_b$ , para diferentes valores da declividade  $m$ , e profundidade  $d_s$ . Como solução para o problema, o USACE (1984) propõe o emprego de um ábaco (numerado como Figura 7-4, nesta referência).

Entretanto, para possibilitar a solução do problema de forma automática sem o emprego de ábacos, um dos objetivos do presente trabalho foi a obtenção da solução numérica ou analítica da equação (21). De fato, a solução analítica,

obtida no presente trabalho, é relativamente simples e sua dedução é apresentada mais adiante (seção 4 do presente trabalho).

#### 4 RECOMENDAÇÕES DO USACE (1995)

O USACE (1995) apresenta diversas considerações empregadas nas análises desenvolvidas no presente trabalho. A seguir apresentam-se as principais recomendações.

As forças causadas pelas ondas são determinadas para os casos de ondas sem quebrar (*nonbreaking*), quebrando (*breaking*), ou quebradas (*broken*). Estes casos dependem da altura da onda e da profundidade da água na posição da estrutura. As forças das ondas devem ser calculadas para uma faixa de possíveis níveis d'água e distintos períodos de ondas.

No caso de ondas quebrando em estruturas verticais (caso do presente estudo), estas ondas exercem impulsos de elevada intensidade e curta duração, os quais atuam na região onde a onda se choca contra a estrutura. O método desenvolvido por Minikin (1963), conforme descrito no USACE (1984), é recomendado, particularmente, para estruturas rígidas tais como cortinas de estacas ou muros de gravidade sobre estacas. Para estruturas semirrígidas tais como muros quebra-mares sobre enrocamento, a seguinte equação, desenvolvida pelo “*Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan (1980)*” é recomendada para cálculo da força resultante atuante sobre o muro:

$$F = \frac{1}{2} [d_s(P_1 + P_2) + h_c(P_1 + P_4)] \quad (22)$$

A força total  $F$ , por unidade de comprimento da estrutura, inclui ambas as componentes hidrostática e dinâmica da ação das ondas. A Figura 2 ilustra a distribuição de pressões na face da estrutura devido às ondas quebrando.

As componentes de pressão chaves mostradas na Figura 2 podem ser determinadas como:

$$P_1 = (\alpha_1 + \alpha_2)\gamma_w H_b \quad (23)$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad (24)$$

$$P_4 = \left(1 - \frac{h_c}{1.5H_b}\right) P_1 \quad (25)$$

sendo

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (26)$$

$$\alpha_2 = \min \left[ \left( \frac{h_b - d}{3h_b} \right) \left( \frac{H_b}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_b} \right] \quad (27)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{d_s}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad (28)$$

onde

$\gamma_w$  = peso específico da água

$h_c$  = altura da crista do muro acima do nível d'água (SWL)

$d$  = profundidade da água no topo do enrocamento

$d_s$  = profundidade da água na base do muro

$H_b$  = mais alta das ondas aleatórias quebrando em uma distância de  $5H_s$  a partir da estrutura (em direção à água);  $H_s$  é a altura de onda significativa do estado de projeto

$h_b$  = profundidade da água onde  $H_b$  é determinado

$h$  = profundidade da água na base do enrocamento

$L$  = comprimento de onda calculado pela teoria de onda linear, na estrutura para período de onda de  $H_s$

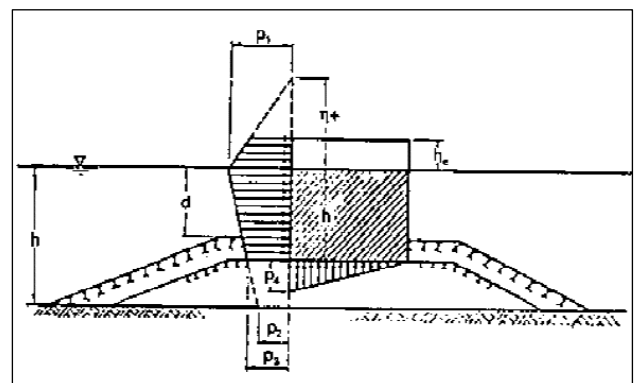


Figura 2. Distribuição de pressões de onda em um muro vertical. (fonte: USACE, 1995).

## 6. DESENVOLVIMENTOS MATEMÁTICOS

Nesta seção, apresenta-se a dedução das expressões analíticas para a determinação direta da altura de quebra de onda  $H_b$  e a profundidade de quebra  $d_b$ , de modo a evitar o uso do ábaco da figura 7-4 do USACE (1984).

O primeiro passo do desenvolvimento consiste em substituir a eq. (13) na eq. (21), chegando-se a seguinte equação:

$$H_b = \frac{d_s}{\frac{1}{b - (aH_b/(gT^2))} - m\tau_p} \quad (29)$$

a qual pode ser rearranjada para se obter

$$\left(\frac{H_b}{d_s}\right)^2 \left(m\tau_p a \frac{d_s}{gT^2}\right) + \frac{H_b}{d_s} \left(1 - m\tau_p b + a \frac{d_s}{gT^2}\right) - b = 0 \quad (30)$$

e que pode ser reescrita, de forma compacta, como

$$AY^2 + BY + C = 0 \quad (31)$$

onde

$$Y = H_b/d_s \quad (32)$$

$$A = m\tau_p a X \quad (33)$$

$$B = 1 - m\tau_p b + aX \quad (34)$$

$$C = -b \quad (35)$$

com

$$X = d_s/(gT^2) \quad (36)$$

Nota-se que a variável  $X = d_s/(gT^2)$  e a variável  $Y = H_b/d_s$  correspondem, respectivamente, à abscissa e à ordenada do gráfico mostrado na figura 7-4 do USACE (1984).

A eq. (31), que consiste em simples equação do segundo grau, pode ser resolvida aplicando simplesmente a fórmula de Bháskara:

$$Y = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (37)$$

Um gráfico semelhante ao mostrado na da figura 7-4 do USACE (1984) pode então ser obtido, variando os valores da abscissa  $X =$

$d_s/(gT^2)$  e calculando-se os valores da ordenada  $Y = H_b/d_s$  através da eq. (37), considerando diferentes valores de declividade  $m$ . Os resultados são mostrados na Figura 3. Pode-se observar que as curvas desta figura coincidem com as curvas do ábaco da figura 7-4 do USACE (1984), o que comprova a exatidão da solução analítica obtida no presente trabalho.

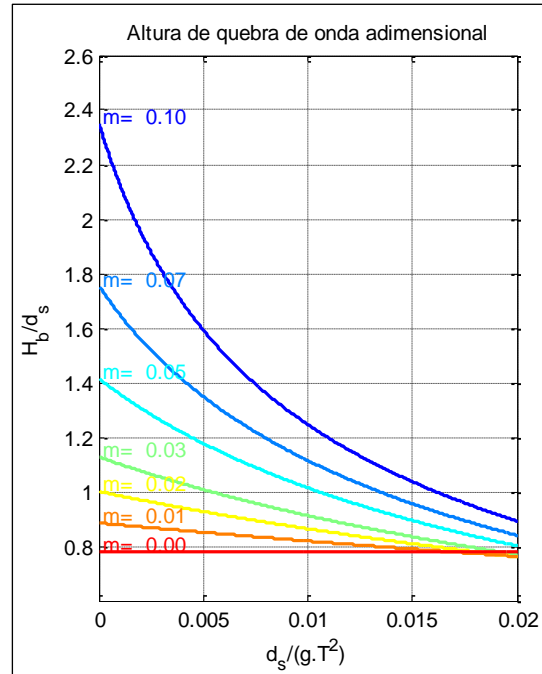


Figura 3. Altura de quebra da onda adimensional de projeto versus profundidade relativa na estrutura.

Após a solução da eq. (31), pode-se então determinar o valor da altura de quebra de onda de projeto, a partir do valor de  $Y$  obtida através da eq. (37):

$$H_b = Y d_s \quad (38)$$

Após a determinação de  $H_b$ , com a eq. (38), o valor de  $\beta$  é obtido com a eq. (13), a variável  $x_p$  é calculada com a eq. (16), e o valor de  $d_b$  é facilmente calculado com a eq. (12) ou eq. (18).

$$d_b = \beta H_b = d_s + x_p m \quad (39)$$

Desta forma, conhecendo-se apenas a profundidade d'água na base da estrutura  $d_s$ , a declividade do leito  $m$ , e o período da onda incidente  $T$ , pode-se determinar a altura de quebra da onda de projeto  $H_b$ , e a profundidade de quebra  $d_b$ , com o procedimento acima.



## 7 EXEMPLO DE VALIDAÇÃO

Como validação do procedimento proposto no presente trabalho, utilizou-se um exemplo analisado na seção 2-29, do manual USACE (1995), o qual consiste em um muro situado em águas marinhas, do tipo quebra-mar sem base de enrocamento. Os dados de entrada deste problema são:  $\gamma_w = 1020 \text{kgf/m}^3$  (água do mar);  $m = 0,05$ ;  $h_t = 4,3\text{m}$ ;  $h = d = d_s = 2,5\text{m}$  (já que não há base de enrocamento);  $T = 10\text{s}$ ;  $g = 9,807\text{m/s}^2$ . Os principais resultados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados do exemplo de validação

Resultados	Presente trabalho	USACE (1995)
$H_b$ [m]	3,205	3,2
$x_p$ [m]	11,338	11,4
$d_b$ [m]	3,067	3,07
$L$ [m]	48,682	48,7
$\alpha_1$	1,036	1,036
$\alpha_2$	0,101	0,101
$\alpha_3$	0,950	0,950
$P_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	36,461	36,4
$P_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	34,642	34,6
$P_4$ [kN/m <sup>2</sup> ]	22,81	22,8
$F$ [kN]	142,221	142

Ressalta-se que os resultados obtidos no presente estudo coincidem com os valores apresentados no manual USACE (1995), conforme se observa na Tabela 2. No entanto, os resultados apresentados pelo USACE foram obtidos utilizando-se o ábaco 7-4 do USACE (1984), e no presente trabalho os resultados foram obtidos com base nas expressões analíticas aqui desenvolvidas.

## 8 ESTUDO DE CASO – MOSQUEIRO

Como estudo de caso do problema em questão, apresenta-se a análise referente à ação das ondas, no muro de contenção recentemente construído na praia do Marahú, na Ilha de Mosqueiro, situada às margens da baía do Guajará (ver Figuras 4 e 5). Esta praia consiste em um balneário muito frequentado pela população da cidade de Belém, e arredores, onde, segundo El-Robrini, et. al., (2006) as ondas quebram com altura de 1 m e períodos em torno de 8 segundos.

Esta praia chama a atenção por ser uma praia de água doce, mas com altura de onda considerável devido às dimensões da Baía de Guanabara e as proximidades do oceano Atlântico.



Figura 4. Localização da Ilha de Mosqueiro, Belém-PA.



Figura 5. Vista de satélite da praia de Marahú na ilha de Mosqueiro.

O perfil praiial médio da praia do Marahú, nos períodos de estiagem e chuvoso é mostrado na Figura 6, de acordo com El-Robrini (2001). Nesta figura se observa que a declividade do leito da praia pode ser estimada como  $m = 6/120 = 1/20 = 0,05$ .

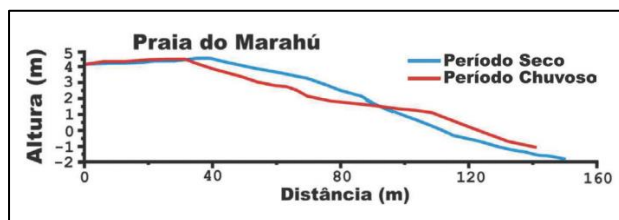


Figura 6. Perfil praiial médio da praia do Marahú (fonte: El-Robrini, 2001).

### 8.1 Descrição do Muro Construído na Praia do Marahú

Uma vista geral da praia do Marahú com o muro de contenção é mostrada na Figura 7.



Figura 7. Muro de contenção construído na praia do Marahú.

Em resumo, trata-se de um muro de arrimo em concreto armado, com os seguintes componentes:

- 1) Estacas – duas estacas verticais do tipo raiz com diâmetro de 25cm, alinhadas no sentido transversal ao eixo de contenção;
- 2) Bloco de coroamento - blocos em concreto armado com afastamento no sentido longitudinal de 725cm (vão teórico);
- 3) Placa de contenção – placa em concreto armado pré-moldado com 17cm de espessura, e 2,32m de altura, e 6,61m de comprimento;
- 4) Pilares – pilar em concreto armado moldado in loco com seção transversal do tipo T;
- 5) Viga de coroamento – viga em concreto armado moldado in loco, com o objetivo de compatibilizar geometricamente os elementos do sistema estrutural

A resistência característica à compressão do concreto de projeto foi  $f_{ck} = 35\text{MPa}$ . A Figura 8 mostra uma vista lateral típica da estrutura de contenção.

A motivação principal para o presente estudo é que o muro apresentou problemas estruturais e de fundações após a sua construção, e pelo que foi possível constatar, os efeitos das ondas foram subestimados. Ao se buscar as causas para o

problema encontrado foi realizada uma pesquisa sobre critérios normativos vigentes para consideração de forças das ondas em estruturas de contenção, e se observou que a literatura disponível sobre o assunto no Brasil é bastante reduzida, e que as principais recomendações normativas internacionais são as estabelecidas pelo USACE.

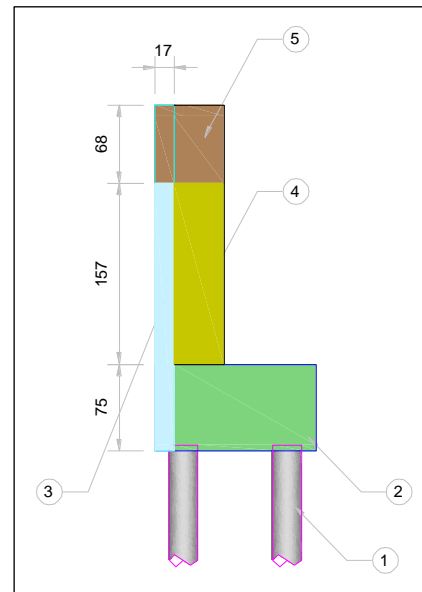


Figura 8. Vista lateral do Muro de contenção construído na praia do Marahú.

### 4.2 Análises realizadas

No estudo das ações das ondas da praia do Marahú, foram considerados os seguintes dados de entrada:  $\gamma_w = 1000\text{kgf/m}^3$  (água doce),  $m = 0,05$ ;  $h_t = 3,0\text{m}$ ;  $h = d = d_s = 2,5\text{m}$  (já que não há base de enrocamento). Para o período  $T$  foram considerados, inicialmente, 3 valores distintos, quais sejam 6s, 8s, e 10s. Os principais resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados da análise para a praia de Marahú em Mosqueiro.

Resultados	$T = 6\text{s}$	$T = 8\text{s}$	$T = 10\text{s}$
$H_b$ [m]	3,17	3,56	3,78
$d_b$ [m]	3,56	3,63	3,67
$L$ [m]	30,72	42,02	53,15
$P_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	30,16	37,22	41,47
$F$ [kN]	97,40	124,21	140,53



Após a conclusão destas análises, foi desenvolvida uma implementação computacional das equações apresentadas na plataforma MatLab, o que permitiu que as mesmas análises fossem então repetidas para uma grande quantidade de valores de Períodos (variando de 2s até 20s), considerando os demais dados da estrutura e da praia do Marahú. Os resultados são apresentados nas Figuras 9 e 10.

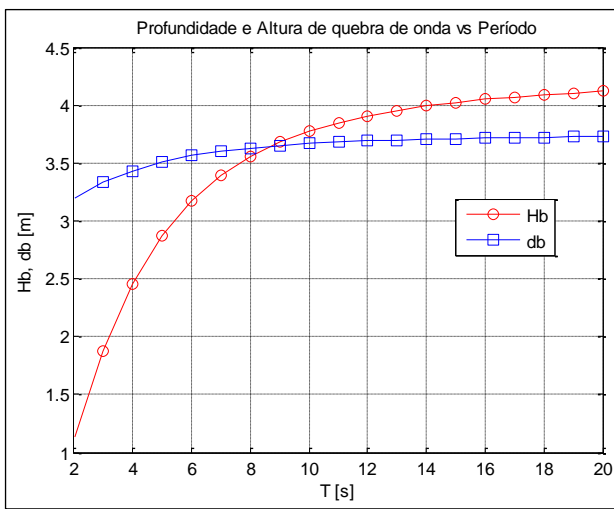


Figura 9. Profundidade e altura de quebra de onda vs. período.

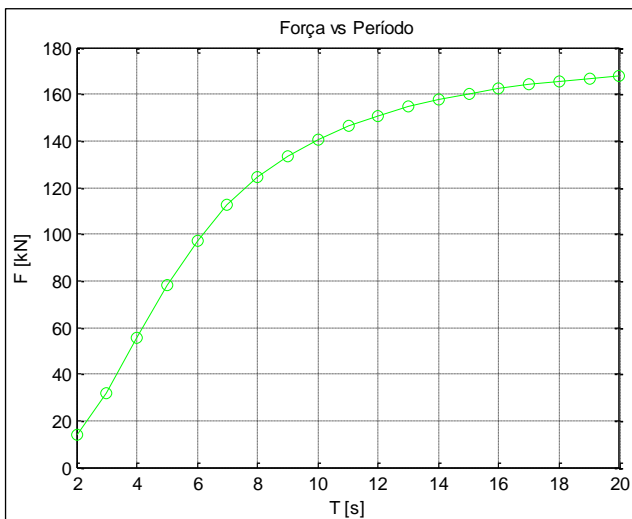


Figura 10. Força resultante vs. Período.

## 5 CONCLUSÕES

Como principais conclusões obtidas com o presente trabalho, tem-se:

a) O desenvolvimento matemático apresentado neste trabalho conduziu a resultados iguais

aos publicados no USACE (1984), sendo agora possível se determinar os valores de altura de quebra de onda e de profundidade de quebra sem se recorrer a ábacos. Observou-se que as curvas da Figura 3 obtidas no presente trabalho são iguais às curvas mostradas no ábaco da figura 7-4 do USACE (1984).

b) Os resultados obtidos para o exemplo de validação são praticamente iguais aos resultados apresentados pelo manual USACE (1995), o que comprova que as equações apresentadas estão corretas, validando também assim o procedimento proposto.

c) No que diz respeito aos resultados apresentados para o muro da praia do Marahú, se observou que as forças recomendadas pelo USACE (1995) e USACE (1988) com base no método de Goda (1974) são bastante elevadas, sendo portanto capazes de terem causados danos à estrutura construída.

d) Foi estudado o efeito do período nos resultados, tendo sido observado que a altura de quebra de onda varia relativamente pouco para períodos variando entre 6s e 10s. A profundidade de quebra de onda praticamente não varia nesta faixa de períodos.

e) Cabe ressaltar que para o emprego do procedimento apresentado neste trabalho, são necessários poucos dados de entrada, os quais se resumem à: profundidade da água na base do muro (o que é especificado em projeto); declividade do leito do rio (o que é facilmente obtido através de um levantamento topográfico e/ou batimétrico); e período (o que pode ser obtido facilmente, fazendo-se registro de intervalos entre uma onda e outra em situações mais críticas).

f) Ficou claro que para a situação da praia de Marahú, os principais parâmetros (altura de quebra, profundidade de quebra, pressão máxima e força resultante) crescem com o aumento do período. Porém, o aumento na força resultante não é significativo na faixa de período de 10s a 20s.

g) Como sugestão para continuação do estudo, recomenda-se que sejam feitas comparações com os resultados obtidos pelo método de Minikin.

## REFERÊNCIAS

- British Standard . (1991). *BS 6349-7:1991 - Maritime Structures – Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters.*
- British Standard. (2000). *BS 6349-1:2000 - Maritime Structures - Part 1: Code of Practice for General Criteria.*
- British Standard. (2010). *BS 6349-2:2010 - Maritime Structures – Part 2: Code of practice for the design of quay walls, jetties and dolphins.*
- Burden, R. L., & Faires, J. (1993). *Numerical Analysis.* PWS-KENT Publishing Company.
- Eckart, C. (1952). The propagation of Gravity Waves from Deep to Shallow Water. Circular 521. *vity Waves. Proceedings of the NBS Semicentennial Symposium on Gravity Waves* (p. 165). Washington, D.C.: National Bureau of Standards.
- El-Robrini, M. H. (2001). *Variabilidade morfológica e sedimentar de praias estuarinas da Ilha do Mosqueiro. Dissertação de Mestrado.* Universidade Federal do Pará. Centro de Geociências. 85p.
- El-Robrini, M., da Silva, M. A., Souza Filho, P. W., El-Robrini, M. H., da Silva Junior, O. G., & de França, C. F. (2006). *Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro.* Ministério do Meio Ambiente.
- Galvin Jr., C. J. (1969). Breaker Travel and Choice of Design Wave Height. *Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE, WW2, Vol. 95, Paper 6569.*
- Goda, Y. (1974). New Wave Pressure Formulae for Composite Breakwater. *Proceedings of the 14th Conference on Coastal Engineering.* Copenhagen, Denmark.
- Goda, Y. (1985). *Random Seas and Design of Maritime Structures.* Tokyo, Japan: University of Tokio Press.
- Minikin, R. R. (1955). Breaking Waves: A comment on the Genos Breakwater. *Dock and Harbour Authority,* (pp. 164-165). London.
- Minikin, R. R. (1963). *Winds, Waves and Maritime Structures: Studies in Harbor Making and in the Protection of Coasts.* London: Griffin.
- PIANC. (2003). International Navigation Association - Report of Working Group 28 - Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls. *Maritime Navigation Comission.* Brussels, Belgium: PIANC General Secretariat.
- Technical Standards for Port and Harbor Facilities in Japan. (1980). *The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.* Tokyo, Japan.
- USACE. (1984). US Army Corps of Engineers - Shore Protection Manual - SPM - Volume I. *Coastal Engineering Research Center, Department of the Army.* Vicksburg, Mississippi, USA.
- USACE. (1984). US Army Corps of Engineers - Shore Protection Manual - SPM - Volume II. *Coastal Engineering Research Center, Department of the Army.* Vicksburg, Mississippi, USA.
- USACE. (1988). CETN - III - 38 3/88 - Breaking Wave Forces on Walls. *Coastal Engineering Note.* Vicksburg, Mississippi, USA.
- USACE. (1995). U.S. Army Corps of Engineers - EM 1110-2-1614 - Design of Coastal Revetments, Seawalls, and Bulkheads. *Department of the Army.* Washington, DC, USA.
- USACE. (2008). U.S. Army Corps of Engineers – EM 1110-2-1100 - Coastal Engineering Manual.
- Weggel, J. R. (1972). Maximum Breaker Height. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division,* p. Vol. 98.